

Dimensjonering av bæresystem med spennarmert hulldekke i Grønamyrskvartalet

Design of Load-Bearing System with Prestressed Hollow-Core Slabs in Grønamyrskvartalet

Trondheim Mai 2025

Navn studenter:

Joachim Lillebø

Emil Aleksander Vinje Kilvær

Intern veileder:

Jomar Tørset

Ekstern veileder:

Line Samuelsen

Prosjektnr:

2025 - 52

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Rapporten er ÅPEN

Prosjektbeskrivelse

Prosjektet vi skal ta for oss er et bygg på sju etasjer, med leiligheter i de seks øverste og næringslokale i grunnetasjen. Oppgaven vår er å sammenligne og dimensjonere betongdekket som ligger over næringslokalet. Dette er et reelt prosjekt som per nå er utført med slakkarmert betongdekke, mens vi ønsker å sjekke om dette kunne vært utført med spennarmerte hulldekkelementer. Ved å benytte spennarmerte hulldekkeelementer vil det være mulig å oppnå lengre spenn, noe som fører til at det kan utføres med færre bærevegger i leilighetsetasjene og søyler i næringslokalet. Dette vil gi større bruksareal og mer fleksibilitet i næringslokalet i første etasje. Men samtidig vil kreftene oppføre seg annerledes, da spennarmering fører til blant annet større skjærkrefter. Målet med prosjektet vil være at næringslokalet skal få et større bruksareal, og samtidig ha samme bærende evne.

Stikkord	Keywords
Spennarmering	Prestressed concrete
Hulldেকে	Hollow-core slab
Bæresystem	Load-bearing structure
Boligbygg	Residential building
Bruddgrensetilstand (ULS)	Ultimate Limit State (ULS)
Brukgrensetilstand (SLS)	Serviceability Limit State (SLS)
Søyler og bjelker	Columns and beams
Lastvirkninger	Load effects
Dimensjonering	Structural design

Forord

Denne bacheloroppgaven er gjennomført som en avsluttende del av byggingeniørstudiet ved NTNU våren 2025. Arbeidet har vært en lærerik og utfordrende prosess, hvor vi har fått anledning til å anvende tilegnet teori i en praktisk og virkelighetsnær sammenheng. Oppgaven har gitt oss verdifull erfaring innen konstruksjonsanalyse, dimensjonering og bruk av gjeldende standarder og regelverk.

Bakgrunnen for prosjektet var et ønske om å undersøke potensialet for bruk av spennarmerte hulldekkeelementer i stedet for plasstøpt slakkarmert dekke. Målet har vært å dimensjonere et bæresystem med spennarmering som ivaretar både funksjonskrav og konstruksjonssikkerhet, samtidig som det muliggjør større fleksibilitet i leilighetene og et mer åpent areal i næringslokalet.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår veileder ved NTNU, Jomar Tørset, for faglig støtte og konstruktive tilbakemeldinger gjennom hele prosessen. Vi vil også takke NODE for å ha stilt til rådighet med Tekla-modell og plantegninger. En særlig takk går til Vegard Alme Ulstein i Spenncon for nyttige innspill og bransjeerfaring knyttet til spennarmerte hulldekker i praksis.

Trondheim, 20. mai 2025



Emil Aleksander Vinje Kilvær



Joachim Lillebø

Sammendrag

Denne bacheloroppgaven omhandler prosjektering og dimensjonering av bæresystemet i et syv etasjes boligbygg med næringslokale i første etasje. Prosjektets utgangspunkt har vært å vurdere hvorvidt det eksisterende slakkarmerte dekket over næringsarealet, heller kunne vært utført med spennarmerte hulldekkeelementer. Målet har vært å redusere behovet for bærevegger og søyler, og dermed gi økt fleksibilitet i planløsningen for etasjene.

Arbeidet er gjennomført i samarbeid med firmaet NODE, som har levert relevant prosjekteringsgrunnlag i form av Tekla-modell og plantegninger. Dimensjonering og kontroller er utført i henhold til gjeldende standarder, primært *Eurokode 2* og tilhørende nasjonalt tillegg. Dimensjoneringen har omfattet de viktigste elementene i bæresystemet; spennarmerte hulldekker, bjelker og søyler, med kontroller i både brudd- og bruksgrensetilstanden. På grunn av hulldekkets store spenn er det lagt særlig vekt på spenningstilstand, nedbøyning og langtidseffekter som kryp og svinn, da disse forholdene vil ha vesentlig betydning for konstruksjonens funksjonsdyktighet og bestandighet.

Alle beregninger er dokumentert og gjennomført i Mathcad Prime, som har sikret god oversikt underveis. Focus Konstruksjon er benyttet for å finne lastvirkninger for enkelte elementer, samt til å verifisere og sammenligne med håndberegnete lastvirkninger. Det har også vært nyttig for å kunne lage lastdiagrammer. Archicad og Tekla er brukt til modellering og visualisering av geometrien og lastnedføringen.

I prosjektet er konstruksjonsdelene vurdert og dimensjonert hver for seg, selv om de inngår i et helhetlig bæresystem. Den valgte statiske modellen for bjelken, som en fritt opplagt tofeltsbjelke, gir et konservativt anslag på moment- og skjærkrefter. Innspenningen i endesøylene er modellert mer realistisk, hvor resultatene indikerer en høyere stivhet i bæresystemet enn det som fremgår av den forenklede bjelkemodellen.

Resultatene viser at det er mulig å benytte spennarmerte hulldekkeelementer i boligblokken uten at krav til bæreevne og funksjonalitet overskrides. Metoden og arbeidsmåten som er fulgt vurderes dermed som tilstrekkelig for prosjektets mål. Ved videre analyse ville optimalisering av tverrsnitt og lastvirkninger, i tillegg til reduksjon av langtidspåvirkninger, være avgjørende for bedre resultater. Dette understreker viktigheten av helhetlig vurdering av materialvalg, konstruksjonsprinsipper og lastvirkninger i fremtidige prosjekter.

Abstract

This bachelor thesis addresses the design and structural analysis of the load-bearing system in a seven-storey residential building with commercial premises on the ground floor. The project's main objective has been to evaluate whether the existing in-situ reinforced concrete slab above the commercial space could instead have been constructed using prestressed hollow-core slabs. The goal was to reduce the need for load-bearing walls and columns, thereby increasing the flexibility of the floor plan layouts for the upper stories.

The work has been carried out in collaboration with the engineering firm NODE, which provided design documentation. Structural design and verification have been performed in accordance with current standards, primarily Eurocode 2 and the associated national annex. The structural elements analysed include the key components of the load-bearing system: prestressed hollow-core slabs, beams, and columns, with verification in both ultimate and serviceability limit states. Due to the large span of the hollow-core slabs, particular emphasis has been placed on stress distribution, deflection, and long-term effects such as creep and shrinkage, as these factors significantly influence the functionality and durability of the structure.

All calculations have been documented and performed using Mathcad Prime, which has ensured a clear overview throughout the process. Focus Konstruksjon has been used to determine load effects for selected elements and to verify and compare results with hand calculations. It has also been useful for generating load diagrams. Archicad and Tekla have been used for modelling and visualising the geometry and load paths.

In this project, the structural components have been analysed and dimensioned individually, although they form part of a unified structural system. The chosen static model for the beam, a simply supported two-span beam, provides a conservative estimate of bending moments and shear forces. The fixity of the end columns has been modelled more realistically, and the results indicate a higher overall stiffness in the structural system than what is suggested by the simplified beam model.

The results show that it is feasible to use prestressed hollow-core slabs in the residential building without exceeding the requirements for load-bearing capacity and serviceability. The chosen method and workflow are therefore considered adequate for achieving the project's objectives. For further analysis, optimisation of cross-sections and load effects, along with reduction of long-term deformations, would be crucial for improved results. This highlights the importance of a holistic approach to material selection, structural principles, and load effects in future projects.

Nomenklatur

Forkortelse	Forklaring
ULS	Bruddgrensetilstand (Ultimate Limit State)
SLS	Brukgrensetilstand (Serviceability Limit State)
FEM	Finite Element Method (Elementmetoden)
HD	Huldekke
BEB	Betongelementboken

Symbol	Forklaring
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet betong
f_{cd}	Dimensjonerende trykkfasthet betong
f_{yk}	Karakteristisk flytegrense armering
f_{yd}	Dimensjonerende flytegrense armering
E_{cm}	Elastisitetsmodul betong
E_s	Elastisitetsmodul armering
I	Andre arealmoment
ρ_c	Tyngdetetthet betong
γ_c, γ_s	Materialfaktor for betong og stål
M_{Ed}, V_{Ed}, N_{Ed}	Dimensjonerende moment, skjærkraft, aksialkraft
M_{Rd}, V_{Rd}, N_{Rd}	Kapasitet moment, skjærkraft, aksialkraft
ϵ_{cu}	Maksimal tøyning i betong ved brudd
ϵ_{yd}	Tøyning ved dimensjonerende flytegrense for armering
δ	Nedbøyning
d	Effektiv høyde tverrsnitt
A_s	Areal ordinær armering
A_p	Areal spennarmering
σ_{p0}	Opprinnelig oppspenning i armering

Enhet	Forklaring
MPa	Megapascal (N/mm ²)
kN	Kilonewton
kN/m ²	Kilonewton per kvadratmeter
mm ²	Kvadratmillimeter
m, mm	Meter, millimeter

Standard	Forklaring
EC0	Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering
EC1	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
EC2	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
NA	Nasjonalt tillegg til Eurokodene

Innhold

Prosjektbeskrivelse

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Nomenklatur	vii
Figurer	xiii
Tabeller	xiii

1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn og motivasjon	1
1.2 Problemstilling	1
1.3 Avgrensninger	1
2 Teoretisk grunnlag	2
2.1 Materialer	2
2.1.1 Betong	2
2.1.2 Armering og armert betong	2
2.1.3 Spennarmert betong	3
2.1.4 Langtidseffekter: Kryp, svinn og relaksasjon	3
2.2 Relevante standarder og forskrifter	3
2.2.1 Eurokoder og Nasjonalt tillegg	4
2.2.2 NS-EN-1990	4
2.2.3 NS-EN-1991	4
2.2.4 NS-EN-1992	4
2.2.5 Betongelementboken	4
2.3 Laster og grensetilstander	5
2.3.1 Egenlast	5
2.3.2 Nyttelast	5
2.3.3 Snølast	6
2.3.4 Vindlast	6
2.3.5 Bruddgrense	6
2.3.6 Bruksgrense	7
2.4 Konstruksjonskomponenter	7
2.4.1 Hulldekker	7
2.4.2 Bjelke	7
2.4.3 Søyle	8
3 Metode	9
3.1 Valg av metode	9
3.2 Datagrunnlag og forutsetninger	9
3.3 Statisk system	10
3.3.1 Lastnedføring	11
3.3.2 Lastsituasjoner	12
3.3.3 Hulldekke	13
3.3.4 Bjelke	13

3.3.5	Midtsøyle	13
3.3.6	Endesøyle	14
3.4	Laster	15
3.4.1	Egenlast	15
3.4.2	Nyttelast	15
3.4.3	Snølast	16
3.4.4	Vindlast	16
3.5	Hulldekke	17
3.5.1	Overslagsdimensjonering	18
3.5.2	Tverrsnittsdata for hulldekke	19
3.5.3	Kapasitetskontroll av hulldekket i ULS	20
3.5.4	Kontroll av langs- og tverrgående armering i hulldekket	23
3.5.5	Kapasitetskontroll av hulldekket i SLS	26
3.6	Bjelke	30
3.6.1	Kapasitetskontroll av bjelken i ULS	31
3.6.2	Kapasitetskontroll av bjelken i SLS	34
3.7	Kapasitetskontroll av midt- og endesøyle i ULS	36
3.7.1	1. ordens momentkapasitet, ULS	37
3.7.2	Toakset momentkapasitet, ULS	38
3.7.3	Kontroll av slankhet	39
3.7.4	Skjærkraftkapasitet	40
3.8	Verktøy	41
4	Resultater	42
4.1	Laster	42
4.1.1	Egenlaster	42
4.2	Resultater for Hulldekke	44
4.2.1	Lastvirkning og lastdiagrammer	44
4.2.2	Resultater for kapasitetskontroll av hulldekket i ULS	45
4.2.3	Langs- og tverrgående armering	46
4.2.4	Resultater for kapasitetskontroll av hulldekket i SLS	48
4.3	Resultater for bjelken	53
4.3.1	Lastvirkning og lastdiagrammer	53
4.3.2	Resultater for kapasitetskontroll av bjelken i ULS	54
4.3.3	Armeringstegninger for bjelken	56
4.3.4	Resultater for kapasitetskontroll av bjelken i SLS	57
4.4	Resultater for kapasitetskontroll av søyler	59
4.4.1	Resultater for midtsøyle	59
4.4.2	Resultater for endesøyle	62
4.4.3	Armeringstegninger for midt- og endesøyle	66
5	Diskusjon	67
5.1	Metodekritikk og verifikasjon av beregninger	67
5.1.1	Vurdering av metodevalg	67
5.1.2	Verifikasjon og begrensninger	67
5.2	Konsekvenser for etasjene over	72
5.3	Alternative løsninger til betongbjelke	72
5.4	Praktisk anvendbarhet	74
5.5	Sammenligning av bæresystem	75
6	Konklusjon	77
6.1	Samarbeid	77

6.2 Læringsutbytte	78
Referanser	81
A Artikkel	I
B Poster	III
C KI-deklarasjon	IV
D Beregninger	V
D.1 Vedlegg 0 – Beregning av laster	V
D.2 Vedlegg 1.1 – Kapasitetskontroll av forspent hulldekke i ULS	XII
D.3 Vedlegg 1.2 – Langs- og tverrgående armering for hulldekke	XXI
D.4 Vedlegg 1.3 – Kapasitetskontroll av forspent hulldekke i SLS	XXIX
D.5 Vedlegg 2.1 – Kapasitetskontroll av bjelke i ULS	XLIX
D.6 Vedlegg 2.2 – Kapasitetskontroll av bjelke i SLS	LXV
D.7 Vedlegg 3.1 – Kapasitetskontroll av midtsøyle i ULS	LXXXIV
D.8 Vedlegg 3.2 – Kapasitetskontroll av endesøyle i ULS	XCVIII
D.9 Vedlegg 4 – Overslagsberegning av vekt og areal	CXV
E Undervisningsmateriell	CXIX

Figurer

3.1	Bæresystem	10
3.2	Prinsipiell lastnedføring i bygget. Røde piler viser lastenes vei fra dekker og vegger ned til fundamentet.	11
3.3	Lastnedføring fra dekke og bærevegg til bjelke.	12
3.4	Lastnedføring: Søyلة i midten	12
3.5	Lastsituasjoner	13
3.6	Statisk system: Hulldekke	13
3.7	Statisk system: Bjelke	13
3.8	Statisk system: Midtsøyلة, markert i rødt.	14
3.9	Statisk system: Søyلة	14
3.10	Statisk system: Endesøyلة, markert i rødt	15
3.11	Bæresystem: Hulldekke markert	18
3.12	Orienterende bæreevne for hulldekker [2]	18
3.13	Tverrsnitt HD400 med mål	19
3.14	Plassering av spenntau	20
3.15	Antall spenntau og plassering	20
3.16	Rektangulær spenningsfordeling	20
3.17	Effektiv trykksone og indre last	21
3.18	Overføringslengde for aktuelt snitt	22
3.19	Punktlaster og moment blir til skjærkrefter	23
3.20	Vindlast og aktuelle snitt	23
3.21	Avstivningssystem: fritt opplagt bjelke	24
3.22	Indre momentarm [3]	24
3.23	Dimensjoneringsformler, snitt 2-2 [4]	25
3.24	Dimensjoneringsformler, snitt 4-4	26
3.25	Stadium I: Uriset tverrsnitt	28
3.26	Anbefalte verdier for nedbøyning [6]	29
3.27	Bæresystem: Bjelke markert	30
3.28	Bæresystem: Midt- og endesøyلة markert	37
3.29	Dimensjonsløst m-n diagram [25]	38
3.30	Knekk lengder og tilhørende effektive lengde, EC2 - Figur 5.7	39
4.1	Hulldekke: Moment fra forspenning	44

4.2	Hulldekke: Moment fra egen- og nyttelast	45
4.3	Hulldekke: Skjærkraft fra egen- og nyttelast	45
4.4	Hulldekke: Moment fra forspenning, egen- og nyttelast	45
4.5	Langs- og tversgående armering	48
4.6	Anbefalte maksimale deformasjoner for forspente elementer [6]	53
4.7	Skjærkraft – Bjelke, lastsituasjon 1	53
4.8	Moment – Bjelke, lastsituasjon 1	53
4.9	Skjærkraft – Bjelke, lastsituasjon 2	53
4.10	Moment – Bjelke, lastsituasjon 2	53
4.11	Armeringstegning: midt på felt	56
4.12	Armeringstegning: ved midtopplegg	56
4.13	Skjærarmeringen i bjelken	57
4.14	Midtsøyle: lastsituasjon 1, moment	59
4.15	Midtsøyle: lastsituasjon 1, skjærkraft	59
4.16	Midtsøyle: lastsituasjon 2, moment	59
4.17	Midtsøyle: lastsituasjon 2, skjærkraft	59
4.18	m-n diagram, lastsituasjon 1	60
4.19	m-n diagram, lastsituasjon 2	60
4.20	m-n diagram, om x-aksen	61
4.21	m-n diagram, om y-aksen	61
4.22	Endesøyle: Lastsituasjon 1, moment	62
4.23	Endesøyle: Lastsituasjon 1, skjærkraft	62
4.24	Endesøyle: lastsituasjon 2, moment	62
4.25	Endesøyle: lastsituasjon 2, skjærkraft	62
4.26	m-n diagram, lastsituasjon 1	63
4.27	m-n diagram, lastsituasjon 2	63
4.28	m-n diagram, om x-aksen	64
4.29	m-n diagram, om y-aksen	64
4.30	Armeringstegning: midt- og endesøyle, tverrsnitt	66
4.31	Armeringstegning: endesøyle, skjærarmering	66
5.1	Bjelke uten laster fra lettvegger m.m, med maksmoment	70
5.2	Bjelke med last fra lettvegger m.m, med maksmoment	70
5.3	Fritt opplagt bjelke, med maksmoment	71
5.4	Fast innspent bjelke, med maksmoment	71

5.5	Eksempel: Hulldekke på opplegg festet til bærevegg	72
5.6	Huldekke på bæresystem av stål [20]	73
5.7	Hulldekke på oppleggsnese av betong	73

Tabeller

3.1	Materialeegenskaper for betong B45	9
3.2	Materialeegenskaper for armering B500NC	10
3.3	Tverrsnittsdata for hulldekkeelement	19
3.4	Tverrsnittsdata for bjelken	30
3.5	Tverrsnittsdata for søyler	37
4.1	Spenninger i betongen ved overføring	49
4.2	Spenninger i betongen med langtidseffekten av elastisk deformasjon og kryp . . .	50
4.3	Spenningsendringen i betongen med langtidseffekten av svinn	50
4.4	Spenningsendringen i betongen med langtidseffekten av relaksasjon	51
4.5	Total spenning med hensyn til alle langtidseffekter	51
4.6	Lastsituasjoner for bjelke	53
4.7	Valgt armering i bjelken	54
4.8	Minimums- og maksimumsarmering for bjelken	54
4.9	Kontroll av skjærkapasitet	55
4.10	Spenninger i betong og armering etter 28 dager	57
4.11	Lastsituasjoner for bjelke	59
4.12	Lastsituasjoner for bjelke	62
4.13	Kontroll av skjærkapasitet	65
5.1	Sammenligning mellom plasstøpt og spennarmert løsning	75

1 Innledning

1.1 Bakgrunn og motivasjon

I denne bacheloroppgaven undersøkes et bæresystem i et bolig- og næringsbygg bestående av sju etasjer, hvor grunnetasjen er utformet som et åpent næringslokale. Prosjektet er gjennomført i samarbeid med NODE, og baserer seg på en reell bygning som ble ferdigstilt i 2021. En sentral motivasjon for oppgaven har vært interessen for spennarmerte hulldekker fremfor tradisjonelle, slakkarmerte løsninger. Dette gir mulighet for større spennvidder og reduserer behovet for bærevegger og søyler, noe som er særlig gunstig i åpne næringslokaler.

Prosjektet bygger på gjeldende prosjekteringspraksis og dimensjonering etter Eurokodene, med hovedvekt på *Eurokode 2*. Videre er det gjennomført en fullstendig dimensjonering av hulldekke, bjelke og søyler, som inkluderer kontroll i både brudd- og bruksgrensetilstand.

1.2 Problemstilling

Oppgaven tar utgangspunkt i et reelt byggeprosjekt og har som formål å prosjektere og dimensjonere de mest sentrale og kritisk belastede delene av bæresystemet i en fleretasjes bygning med spennarmerte hulldekkeelementer. Fokus er rettet mot en bjelke, to søyler og et hulldekkeelement, hvor det skal gjennomføres helhetlige analyser for å vurdere kapasitet i brudd- og bruksgrensetilstand i henhold til gjeldende krav i *Eurokode 2*. Spesielt vektlegges vurdering av langtids effekter som kryp og svinn, som har stor betydning for spennarmerte konstruksjonsdeler.

1.3 Avgrensninger

Oppgaven omfatter ikke detaljert prosjektering av hele bygget, men fokuserer på de kritiske bærende komponentene sentralt i bygget. Følgende avgrensninger gjelder for prosjekteringen:

- Fundamentering og geotekniske forhold er ikke behandlet.
- Brannteknisk, lydteknisk og bygningsfysisk prosjektering inngår ikke.
- Dynamiske laster (for eksempel jordskjelv) er ikke vurdert.
- Heis- og trappesjakt inkluderes ikke i byggets statiske modell.
- Global avstivning av bygget er ikke en del av denne oppgaven. Det antas at den nødvendige horisontale stabiliteten ivaretas av eksisterende trappe- og heissjakt, samt yttervegger i betong. En mer detaljert vurdering av dette inngår ikke i omfanget.

2 Teoretisk grunnlag

Dette kapitlet presenterer det faglige og teoretiske grunnlaget for beregningene og vurderingene som er gjennomført i prosjektet. For å kunne dimensjonere og vurdere konstruksjonsdelene på en sikker og effektiv måte, er det nødvendig å ha god innsikt i materialeegenskaper, relevante standarder, lastpåvirkninger og de aktuelle grensetilstandene som gjelder for prosjektering.

Innledningsvis beskrives de mest sentrale byggematerialene som benyttes i prosjektet. Deretter redegjøres det for regelverket som ligger til grunn, samt hvordan disse anvendes i prosjektering og dimensjonering. Kapitlet omfatter videre en oversikt over de viktigste lastene som påvirker konstruksjonen, og hvordan disse skal behandles i henhold til brudd- og bruksgrensetilstander. Til slutt presenteres de viktigste konstruksjonskomponentene i prosjektet, med fokus på funksjon og egenskaper.

2.1 Materialer

De bærende komponentene i dette prosjektet er alle utført i betong og benytter ulike former for armering. Valg av materialtype er styrt av konstruksjonenes funksjon, lastpåvirkning og bruksområde. I dette delkapitlet presenteres de relevante materialene, som danner grunnlaget for de statiske analysene i prosjektet.

2.1.1 Betong

Betong er et trykksterkt og formbart byggemateriale som brukes i store deler av verdens bærende konstruksjoner. Materialet består hovedsakelig av sement, vann, tilslag og eventuelt tilsetningsstoffer for å justere egenskaper som styrke, herdetid og frostbestandighet. Når betongen herder, utvikles det en kjemisk binding (hydratisering) mellom sement og vann som gir betongen sin fasthet.

Fasthetsklassen på betong betegnes etter dens karakteristiske trykkfasthet, for eksempel B45, som betyr at den har en sylindertykkfasthet på 45 MPa. [12] [29]

2.1.2 Armering og armert betong

Betong har høy trykkfasthet, men lav strekkfasthet, og må derfor forsterkes med armeringsstål i områder som utsettes for strekk. Armeringen overtar strekkpåkjenningene og hindrer riss og svikt i konstruksjonen. Typiske strekksoner oppstår for eksempel i underkant av bjelker ved midtpenn. Det mest brukte armeringsstålet i Norge er kamstål av typen B500NC, der tallet 500 angir den karakteristiske flytegrensen i megapascal (MPa). [12] [28] [27]

2.1.3 Spennarmert betong

Spennarmert betong er betong der det påføres trykkspenninger for å motvirke strekkpåkjenninger fra ytre laster. Dette oppnås ved at armeringsstenger strekkes før eller etter at betongen herder, og deretter låses fast slik at strekkraften overføres til betongen. Overføringen skjer enten via endeankre eller ved heft mellom stål og betong. Spennarmering gjør det mulig å utnytte stålets høye strekkfasthet og betongens trykkfasthet mer effektivt enn ved vanlig slakkarmering. Resultatet er økt spennvidde, redusert tverrsnitt og bedre kontroll på nedbøyning og rissutvikling.[23] [19] [25]

2.1.4 Langtidseffekter: Kryp, svinn og relaksasjon

Betong som utsettes for vedvarende trykkbelastning vil over tid oppleve en økning i deformasjon utover den umiddelbare elastiske, som oppstår ved påføring av last. Denne tidavhengige deformasjonen kalles kryp, og den kan ha betydelig innvirkning på konstruksjonens langtidsegenskaper. I tillegg vil betong som tørker ut krympe, dette skaper en volumreduksjon kjent som svinn. I motsetning til kryp, som er lastavhengig, er svinntøyningene uavhengige av lastnivå. [26]

Den totale svinntøyningen består av to hovedkomponenter: uttørkningssvinn og autogent svinn. Uttørkningssvinn skyldes fukttransport fra betongen til omgivelsene og utvikles gradvis over tid. Autogent svinn forekommer under betongens fasthetsutvikling og skjer i de tidlige fasene etter støp. [26]

I tilfeller hvor armeringen holdes under konstant tøyning over lengre tid, vil spenningen gradvis avta. Dette skyldes relaksasjon i armeringsstålet. For spennarmerte konstruksjoner er dette spesielt viktig å ta hensyn til i kombinasjon med kryp og svinn i betongen, da det medfører tap av spennkraft. [25]

2.2 Relevante standarder og forskrifter

Prosjekteringen i dette arbeidet er utført i henhold til gjeldende standarder og forskrifter. Disse standardene sikrer at konstruksjonen tilfredsstiller krav til bæreevne, stabilitet og brukbarhet. I tillegg er Betongelementboken benyttet som praktisk supplement, spesielt ved vurdering av hullekket. Nedenfor gjennomgås de mest relevante standardene og veiledningene brukt i prosjektet.

2.2.1 Eurokoder og Nasjonalt tillegg

Eurokodene er felles europeiske standarder for prosjektering av konstruksjoner og dokumentasjon av produkters egenskaper. Disse skal gi felles prosjekteringsregler i hele Europa, men det er likevel noen områder som skal kunne bestemmes nærmere på nasjonalt nivå. For å dekke dette har vi de nasjonale tilleggene (heretter NA), som blant annet definerer særskilte krav til sikkerhet, bestandighet, ressursbruk innenfor byggevirkksomheten, og klimatiske og geografiske forhold. [11]

2.2.2 NS-EN-1990

NS-EN-1990 (heretter EC0) er den overordnede standarden for hele Eurokode-serien, og inneholder prinsipper og krav til konstruksjoners pålitelighet. Dette omfatter de krav som stilles til sikkerhet, brukbarhet og bestandighet når det prosjekteres bærende konstruksjoner. Standarden gir en felles terminologi innenfor sikkerhet på konstruksjonsområdet og bestemmelser for ulike kombinasjoner av lastsituasjoner. I dette prosjektet er NS-EN-1990 brukt sammen med NS-EN-1991 og NS-EN-1992 for prosjekteringen og de aktuelle konstruksjonsmessige vurderinger. [8]

2.2.3 NS-EN-1991

NS-EN-1991 (heretter EC1) omhandler bestemmelser for laster på konstruksjoner. Disse påvirkningene bestemmes i samsvar med EC0 for de aktuelle “lastsituasjonene”. EC1 er delt inn i flere forskjellige deler, hvor de relevante delene for dette prosjektet er: Del 1-1: Egenvekt og nyttelaster, Del 1-3: Snølaster og Del 1-4: Vindlaster. [9]

2.2.4 NS-EN-1992

NS-EN-1992 (heretter EC2) omhandler uarmert, armert og spennarmert betong, og setter krav til prosjekteringen av betongkonstruksjoner for å sikre tilstrekkelig kapasitet, brukbarhet, bestandighet og brannmotstand. EC2 er også delt inn i flere deler, den mest aktuelle for prosjektet er: Del 1-1: Allmenne regler for bygninger. [10]

2.2.5 Betongelementboken

Betongelementboken (heretter BEB) er utgitt av Betongelementforeningen og fungerer som et bransjetilpasset supplement til Eurokodene for prosjektering med prefabrikkerte betongelementer. Boken gir erfaringsbaserte anbefalinger for dimensjonering, utførelse, montasje og samvirke mellom elementer, og er særlig nyttig ved valg og kontroll av hulldekker.[1]

Betongelementboken dekker følgende tema:

- Bind A - Bygging med betongelementer
- Bind B - Avstivning og kraftoverføring
- Bind C - Elementer og knutepunkter
- Bind D - Brannmotstand, bestandighet og tetting
- Bind E - Isolasjon
- Bind F - Toleranser
- Bind G - Transport og montasje
- Bind H - Dimensjoner for jordskjelv

I dette prosjektet har spesielt bind A, B og C vært relevant.

2.3 Laster og grensetilstander

I denne delen skal relevante laster og grensetilstander adresseres. Lastene er hentet og beregnet iht. EC1. For at konstruksjonen skal dimensjoneres på en sikker måte skal det påvises at den tilfredsstiller kravene gitt av de aktuelle grensetilstandene, som er definert i EC0.

2.3.1 Egenlast

EC1, Del 1-1 omhandler egenlast for byggverk. Egenlast omfatter både bærende og ikke-bærende konstruksjonselementer, samt faste tekniske installasjoner. Tyngdetettheten til vanlige konstruksjonsmaterialer, som betong, stål og tre, er spesifisert i EC1. Ved beregning av egenlast anvendes geometriske dimensjoner og materialenes karakteristiske tetthet. For å ta høyde for mulige avvik fra nominelle verdier, produksjonstoleranser eller høy armeringsgrad i for eksempel betongkonstruksjoner, benyttes lastfaktorer. Dette sikrer at egenlasten ikke undervurderes i prosjekteringsgrunnlaget.[18]

2.3.2 Nyttelast

Nyttelaster er i henhold til EC1, Del 1-1 definert som variable laster som oppstår ved normal bruk av bygningen. Disse lastene varierer med bruksformål, og deler bygninger inn i ulike kategorier, som bolig, kontor, forsamling, industri med flere. Hver kategori er tildelt en karakteristisk nyttelastverdi som skal benyttes i prosjektering, og disse er angitt i EC1, Del 1-1 - Tabell 6.2.

Nyttelasten antas vanligvis å være jevnt fordelt, men Eurokoden åpner også for punktlaster og lastplassering i felt dersom dette gir mer ugunstige lastvirkninger. [18]

Lastsituasjoner

Ved gjennomføring av lastvirkningsanalysen er formålet å identifisere den dimensjonerende lastvirkningen for hvert konstruksjonselement. Dette innebærer å finne den kombinasjonen og plasseringen av last som gir den mest ugunstige effekten med hensyn på bøyemoment, skjærkraft eller aksialkraft i det aktuelle snittet. I analysen tas det hensyn til at den mest kritiske plasseringen av last varierer med hvilken lastvirkning som vurderes.

Videre er det lagt til grunn at laster som er innbyrdes avhengige i tid eller rom, eller som opptrer med maksimal verdi samtidig, behandles som én samlet lastkombinasjon. Dette gjelder eksempelvis for nyttelaster fra bjelker som virker sammenhengende over flere felt. For å identifisere dimensjonerende lastvirkninger er det derfor nødvendig å vurdere flere ulike lastsituasjoner. [18]

2.3.3 Snølast

Retningslinjer for bestemmelse av snølaster på konstruksjoner er gitt i EC1, Del 1-3, med tilhørende NA. Den inneholder karakteristiske verdier for snølasten på mark, S_k , for alle kommuner i Norge med en returperiode på 50 år, og tar hensyn til lokale klimatiske og topografiske forhold, inkludert høyde over havet. Verdien av S_k danner grunnlag for beregning av snølast på takkonstruksjoner, siden snøens virkning på tak avhenger av opphopning, vindpåvirkning og varmeutveksling. Denne tilnærmingen sikrer at variasjon i lokal snøfordeling og takkonstruksjonens egenskaper tas hensyn til ved dimensjonering.[18]

2.3.4 Vindlast

Retningslinjer for bestemmelse av vindpåvirkninger for prosjektering av bygg og anlegg er gitt i EC1, del 1-4. Bygningskonstruksjoner som utsettes for sterk vind må beregnes for å tåle vindlast. I denne rapporten blir det sett på statisk vindlast, som oppstår når en konstruksjon ikke gir etter for vindpåvirkninger. Dette tvinger vinden rundt konstruksjonen, noe som fører til trykk- og sugekrefter, avhengig av vindretningen og tettheten til bygget.[22]

2.3.5 Bruddgrense

Bruddgrensetilstanden (heretter ULS) skal gi sikkerhet mot kollaps, hvor målet er å sikre at konstruksjonen ikke når bruddpunktet i løpet av levetiden, selv under ugunstige forhold.

Derfor brukes lastfaktorer når det dimensjoneres for denne tilstanden, og kapasiteten til konstruksjonselementene kontrolleres opp mot brudd, med utgangspunkt i materialenes dimensjonerende fastheter og tøyningsegenskaper. [17]

2.3.6 Bruksgrense

Bruksgrensetilstanden (heretter SLS) skal sikre at funksjonsdyktigheten, bestandigheten og utseendet til bygget er ivarettatt. I denne tilstanden er målet at konstruksjonen skal tilfredsstille de krav som stilles til bruk og formål, i hele brukstiden. I SLS benyttes ikke lastfaktorer og lastene er dermed mindre, fordi de opptrer oftere ved vanlig bruk. For betongelementer kontrolleres spesielt opprissing, deformasjoner og tetthet mot væskeinntrengning. [17]

2.4 Konstruksjonskomponenter

Dette delkapittelet presenterer de viktigste bærende komponentene som er analysert i prosjektet. Det aktuelle systemet er hovedsakelig basert på et samspill mellom hulldekker, bjelker og søyler, hvor de ulike elementene har hver sin rolle i lastoverføringen. For å kunne vurdere lastvirkninger og dimensjonere elementene riktig, er det nødvendig med en grunnleggende forståelse av hver komponent.

2.4.1 Hulldekker

Hulldekkeelementer er prefabrikkerte betongelementer som ofte benyttes som etasjeskillere eller i takkonstruksjoner. Elementene er utformet med gjennomgående, runde kanaler i midten langs spennretningen, noe som gir en lav egenvekt i forhold til styrke og stivhet. I tillegg kan de hule kanalene benyttes som føringsveier for tekniske installasjoner. [15]

Hulldekker finnes i både forspente og slakkarmerte varianter. Den forspente varianten gir mulighet for store spennvidder, gjerne over 16 meter, uten behov for understøtte. Dette gir stor frihet i planløsningen, noe som gjør hulldekker svært godt egnet til bruk i prosjektet.[2]

2.4.2 Bjelke

En bjelke er et horisontalt bærende element som overfører laster fra en konstruksjonsdel til en annen. Den er utsatt for bøyemoment og skjærkrefter, og dimensjoneres for å sikre tilstrekkelig styrke og stivhet. Bjelken er den mest brukte konstruksjonskomponenten både i stål, tre og betong.[14]

2.4.3 Søyle

En søyle er et vertikalt bærende element som overfører laster fra konstruksjonen over, og videre ned til fundamentet under. Søyler er i hovedsak utsatt for trykkrefter, men må også dimensjoneres for moment og eventuelle sidekrefter. Søyler kan være et plassbesparende byggemateriell, sammenlignet med bærevegger, og utformes i ulike materialer som betong, stål og tre.[13]

3 Metode

Dette kapitlet beskriver den tekniske og analytiske fremgangsmåten som ligger til grunn for dimensjonering og vurdering av byggets konstruksjon. Metodene bygger hovedsakelig på Eurokode-serien, og benytter både håndberegninger og digitale verktøy for å sikre presise og dokumenterbare resultater. Det presenteres hvordan lastene er identifisert og fordelt, hvordan det statiske systemet er modellert, og hvordan kapasitet og funksjonalitet er kontrollert i både brudd- og bruksgrensetilstand. Valg av beregningsverktøy og forutsetninger er også presentert.

3.1 Valg av metode

I denne rapporten er det i hovedsak benyttet kvantitativ metode gjennom beregninger, målinger, tabeller og grafer. Noen deler vil likevel være hjulpet av kvantitativ fremgangsmåte, gjennom diskusjon av løsninger med veiledere, og tolkning av diverse forskrifter og teori.

3.2 Datagrunnlag og forutsetninger

Forutsetninger knyttet til materialkvaliteter og eksponeringsklasse er basert på typiske verdier for innendørs boligbygg, med betong B45 og armering B500NC. Eksponeringsklasse er vurdert til X0 iht EC2-tabell NA.4.1(902), da de aktuelle konstruksjonsdelene er innendørs i oppvarmet, tørt rom.

Betongfastheten B45 er valgt som utgangspunkt i dimensjoneringen, basert på vurdering av krav til trykk- og skjærkapasitet i både bjelker og søyler. Fasthetsklasse B45 er vanlig i prefabrikkerte elementer og gir tilstrekkelig sikkerhet mot riss og deformasjon i prosjekter med høye lastnivåer. I dette prosjektet ble det vurdert som hensiktsmessig å benytte en høyere betongklasse for å sikre tilstrekkelig kapasitet. Materialelegenskapene for betong B45 er presentert i figur 3.1.

Parameter	Verdi
Tyngdetetthet, ρ_c	25 kN/m ³
Sylindertrykkfasthet, f_{cm}	53 MPa
Sylindertrekkfasthet, f_{ctm}	3.8 MPa
Karakteristisk trykkfasthet, f_{ck}	45 MPa
Materialfaktor, γ_c	1.5
Sikkerhetsfaktor, α_{cc}	0.85
Dimensjonerende trykkfasthet, f_{cd}	25.5 MPa
Elastisitetsmodul, E_{cm}	36 GPa
Tøyningsgrense for trykk, ε_{cu}	0.0035

Tabell 3.1: Materialelegenskaper for betong B45

Armeringsstål av type B500NC er valgt, da denne typen er standard i norske prosjekter og tilfredsstiller kravene til plastisk deformasjon og forankringskapasitet [25]. Materialeegenskapene for armeringsstålet B500NC er presentert i figur 3.2.

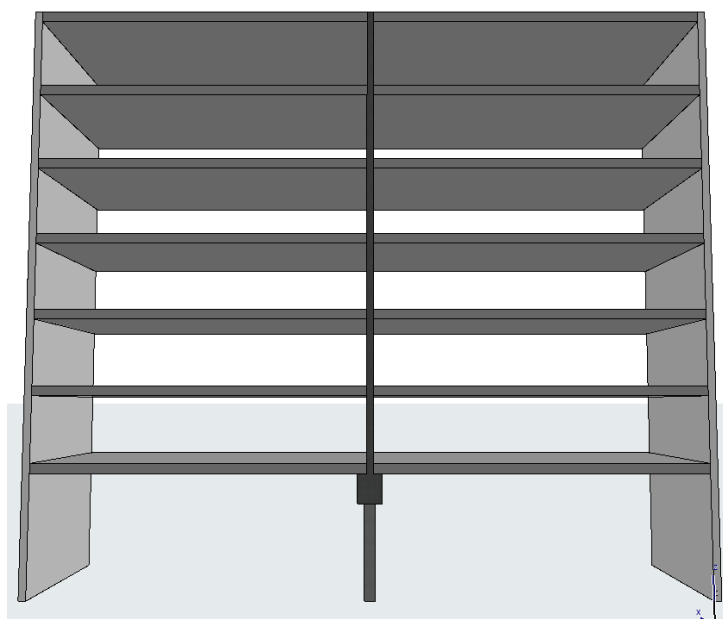
Parameter	Verdi
Karakteristisk flytegrense, f_{yk}	500 MPa
Materialfaktor, γ_s	1.15
Dimensjonerende flytegrense, f_{yd}	434.783 MPa
Elastisitetsmodul, E_s	200000 MPa
Duktilitet, ε_{yd}	0.00217

Tabell 3.2: Materialeegenskaper for armering B500NC

Modellgrunnlag og geometri er levert av NODE i form av en Tekla-modell og plantegninger av bygget, som er benyttet som utgangspunkt for å etablere statisk modell, lastnedføring og dimensjonering.

3.3 Statisk system

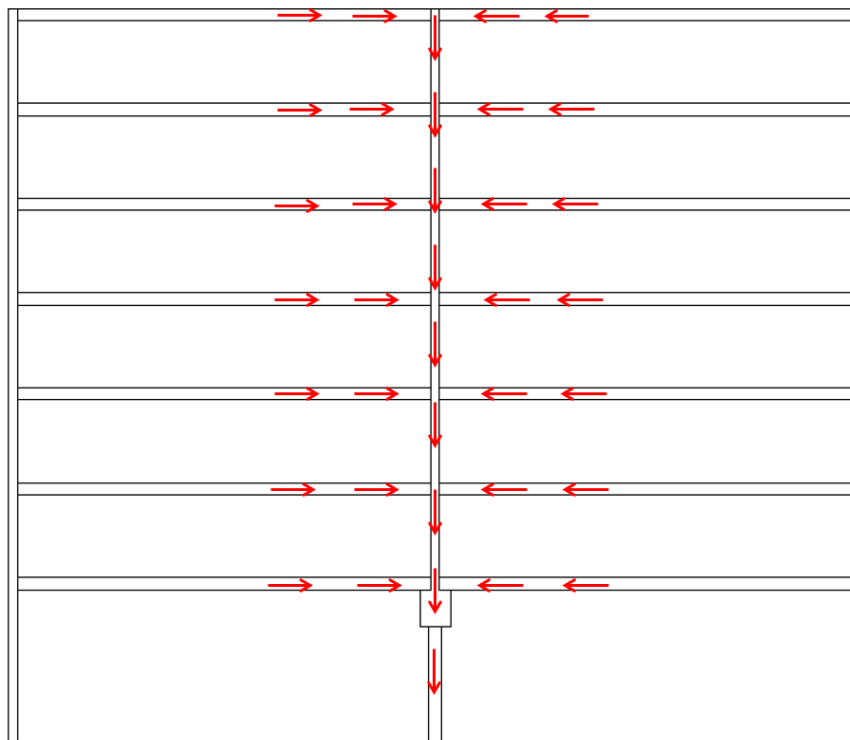
For å kunne dimensjonere de bærende elementene i en konstruksjon er det nødvendig å etablere en forståelse av det statiske systemet. Dette innebærer å identifisere hvordan lastene fra konstruksjonen overføres gjennom de ulike komponentene, fra øverste etasje og ned til fundamentet. Det statiske systemet danner grunnlaget for all videre analyse og dimensjonering, dermed er det viktig med en oversiktlig modell.



Figur 3.1: Bæresystem

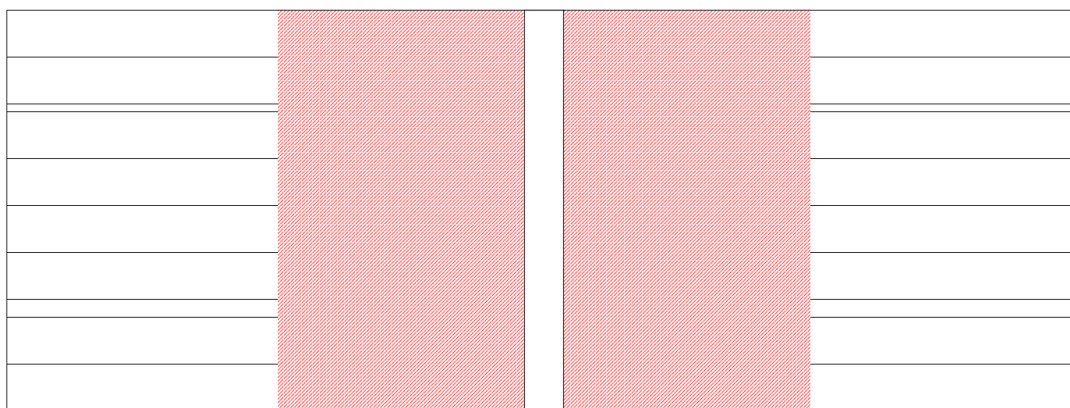
3.3.1 Lastnedføring

Lastene fra byggets overliggende etasjer føres trinnvis ned i bæresystemet. Dette skjer hovedsakelig gjennom bæreveggene, som vist i figur 3.2, samt langs ytterveggene.



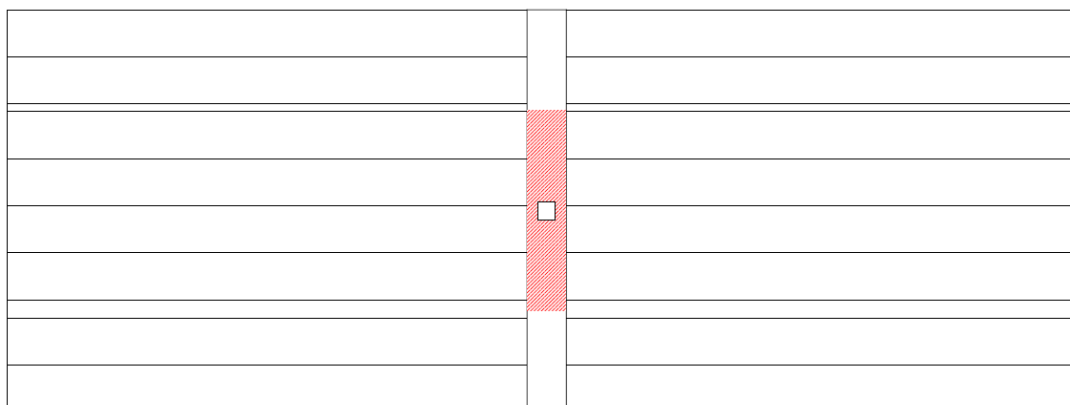
Figur 3.2: Prinsipiell lastnedføring i bygget. Røde piler viser lastenes vei fra dekker og vegger ned til fundamentet.

I plan 7 til plan 2 er lastfordelingen mellom etasjene tilnærmet lik. Figur 3.3 viser hvordan lastarealet (markert i rødt) overføres fra hulldekkene til bæreveggene, og deretter helt ned til bjelken. I første etasje er hulldekkelementene opplagt direkte på denne bjelken, og lastene fra hulldekket overføres som jevnt fordelte laster langs de bærende kantene til bjelken. Fra bjelken går lastene videre ned til de understøttende søylene.



Figur 3.3: Lastnedføring fra dekke og bærevegg til bjelke.

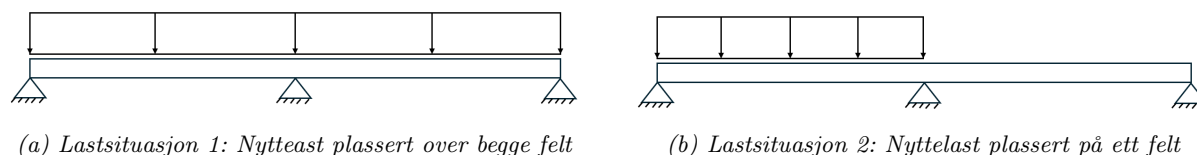
Figur 3.4 viser videre hvordan lasten fra bjelken overføres ned til den midtre søylen, resterende laster tas opp av endesøylene. Søylen tar opp summen av kreftene fra bjelke, bærevegg og dekkekonstruksjoner i de overliggende etasjer. Dermed skjer en trinnvis lastoverføring fra dekker $\rightarrow$ bærevegg $\rightarrow$ bjelke $\rightarrow$ søyle $\rightarrow$ fundament, i tråd med prinsippene for et søyle-bjelkesystem.



Figur 3.4: Lastnedføring: Søyle i midten

3.3.2 Lastsituasjoner

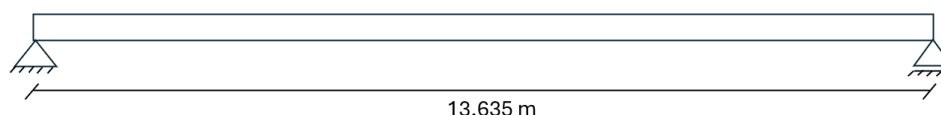
I dette arbeidet er det benyttet to representative lastsituasjoner, som vist i figur 3.5a og 3.5b. Lastsituasjon 1 representerer jevn nyttelast over hele bjelken, mens lastsituasjon 2 er nyttelast kun plassert i ett felt. Begge tilfeller er analysert for å sikre at de maksimale lastvirkningene identifiseres og benyttes videre i dimensjoneringen. Generelt i analysen er det lagt til grunn at nyttelaster plasseres feltvis dersom dette gir mer ugunstige effekter for det enkelte konstruksjonselement.



Figur 3.5: Lastsituasjoner

3.3.3 Hulldekke

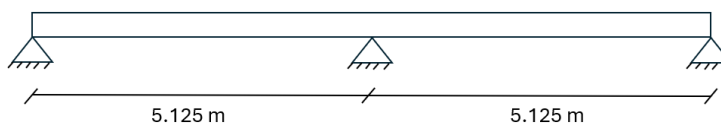
Hvert hulldekkeelement betraktes som en fritt opplagt bjelke, med opplegg i hver ende og uten fast innspenning, som vist i figur 3.6. Dette gjør at elementet kan analyseres som et statisk bestemt system. Lastvirkningene i form av moment, skjær og nedbøyning kan dermed beregnes med enkle bjelkeformler. Denne tilnærmingen gir et konservativt og sikkerhetsmessig gunstig grunnlag for videre dimensjonering.



Figur 3.6: Statisk system: Hulldekke

3.3.4 Bjelke

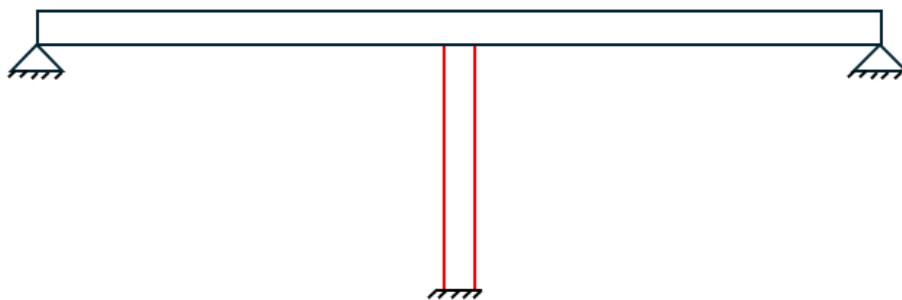
Bjelken er en tofelts kontinuerlig bjelke, som gjenspeiler bæresystemet med de tre søylene som støtter i underkant. Den er dimensjonert fritt opplagt, som illustrert i figur 3.7. Bjelken tar opp lastene fra hulldekkene, samt overliggende etasjer, og viderefører lastene ned i søylene.



Figur 3.7: Statisk system: Bjelke

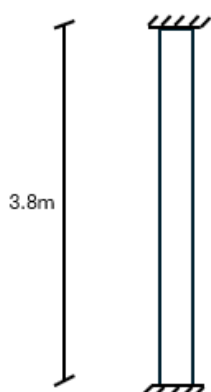
3.3.5 Midtsøyle

Den midtre søylen i bjelkesystemet, vist i figur 3.8, er spesielt viktig, da den forventes å være utsatt for de største vertikale aksialkreftene.



Figur 3.8: Statisk system: Midtsøyle, markert i rødt.

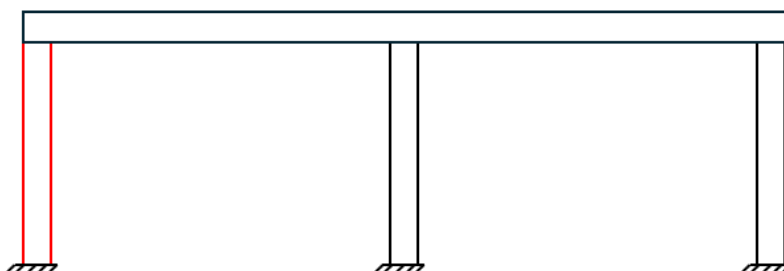
Søylen fungerer som en vertikal bærende komponent og har som hovedoppgave å overføre last fra både bjelken og overliggende vegger/dekker ned til fundamentet. Den modelleres med fast innspenning både i topp og bunn, som vist i figur 3.9, og er dermed også i stand til å oppta bøyemoment og bidra til den horisontale stabiliteten i konstruksjonen.



Figur 3.9: Statisk system: Søyle

3.3.6 Endesøyle

Endesøylen, illustrert i figur 3.10, bør dimensjoneres særskilt, da den kan være utsatt for større bøyemoment og skjærkrefter enn midtsøylen, blant annet som følge av asymmetriske lastpåvirkninger. Den modelleres på samme måte som midtsøylen, med fast innspenning, og bidrar dermed også til avstivning av det statiske systemet.



Figur 3.10: Statisk system: Endesøyle, markert i rødt

3.4 Laster

Fullstendige utregninger, fremgangsmåte og henvisninger til Eurokode finnes i D.1 vedlegg 0

Dette delkapittelet redegjør for de lastene som ligger til grunn for prosjekteringen, herunder egenlast, nyttelast, snølast og vindlast. Lastene er beregnet i henhold til relevante deler av EC1 og er tilpasset byggets geografiske plassering og funksjon. Beregningene danner grunnlag for videre dimensjonering i ULS og SLS.

3.4.1 Egenlast

I prosjektet er egenlasten beregnet ut fra komponentenes nominelle dimensjoner og materialenes karakteristiske tetthet. For betong er det benyttet en tetthet på 25 kN/m^3 , med armering inkludert i denne verdien. Lastene er regnet som jevnt fordelt last på bjelker og dekker. Egenlasten er implementert som en permanent last med lastfaktor 1.2 i bruddgrensetilstanden og 1.0 i bruksgrensetilstanden, i samsvar med lastkombinasjonene i EC0.

Det er valgt å forenkle lastbildet for å fokusere på prinsippene for lastnedføring og dimensjonering. Lettvegger og annen permanent innredning i leilighetene er derfor ikke inkludert i lastberegningene.

3.4.2 Nyttelast

I dette prosjektet er bygningen klassifisert som en boligblokk, og det er derfor benyttet lastkategori A i henhold til EC1, Del 1-1 - Tabell 6.2. Den karakteristiske nyttelasten er satt til 2 kN/m^2 , som representerer normal belastning fra personer og møbler i en bolig. Lasten er implementert som en jevnt fordelt last på dekker og videreført til bærevegger, bjelke og søyler som del av lastnedføringen. I den anledning er det brukt en etasjereduksjonsfaktor for den

karakteristiske nyttelasten, gitt i EC1, Del 1-1 - NA.6.3.1.2:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n}$$

Ved dimensjonering i bruddgrensetilstanden er nyttelasten brukt med en lastfaktor på 1.5. I analyser av ulike lastsituasjoner er nyttelasten også plassert feltvis for å identifisere ugunstigste lastvirkning.

3.4.3 Snølast

Bygningen som dimensjoneres i dette prosjektet er plassert i Fjell (Øygarden) kommune, hvor den karakteristiske snølasten på mark er oppgitt som $S_{k,0} = 1.5kN/m^2$, i EC1, Del 1-3 - Tabell NA.4.1(901). Siden bygget ligger cirka 50 meter over havet og under den angitte høydegrensen H_g for kommunen, benyttes grunnverdien direkte: $S_k = S_{k,0}$.

Videre beregnes den karakteristiske snølasten på tak iht. EC1, Del 1-3 - 5.2, og koeffisientene er valgt i samsvar med retningslinjene og tilhørende nasjonale føringer. Eksponeringskoeffisienten C_e er satt til 1.0 basert på klassifisering som normal topografi. Termisk koeffisient C_t er også satt til 1.0, og er basert på takets varmegjennomgang. Disse faktorene settes til 1.0, da dette er konservativt. Formfaktoren μ avhenger av takvinkelen, og for takvinkler mellom 0° og 30° benyttes $\mu = 0.8$. Den totale karakteristiske snølasten på tak kan deretter beregnes som:

$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

Denne verdien er inkludert som variabel last i de relevante lastkombinasjonene for brudd- og bruksgrensetilstand. I bruddgrensetilstand benyttes lastfaktoren $\gamma_s = 1.5$.

3.4.4 Vindlast

Basisvindhastigheten V_b beregnes med utgangspunkt i referansevindhastighet $V_{b,0}$ og en reningsfaktor C_{dir} , årstidfaktor C_{season} , nivåfaktor C_{alt} og faktor for annen returperiode C_{prob} . $V_{b,0}$ finnes i EC1, Del 1-4 - Tabell NA.4(901.1). Faktorene kan i henhold til EC1, Del 1-4 - NA.4.2 settes lik 1.0, da dette vil være det mest konservative for byggets plassering.

Basisvindhastighet er gitt ved: $V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot V_{b,0}$

Stedsvindhastigheten $V_m(Z)$ er en funksjon av høyden over terrenget, og beregnes ved basisvindhastigheten, ruhetsfaktoren $C_r(Z)$ og terrengformfaktoren $C_o(Z)$. $C_o(Z)$ settes lik 1.0, da det ikke er noen spesielle åser eller skråninger i området. $C_r(Z)$ er basert på en logaritmisk

hastighetsprofil, og angir variasjon i stedsvindhastigheten basert på høyde over terrengnivå og terrengruhet på den siden hvor vinden blåser.

Stedsvindhastigheten er gitt ved: $V_m(Z) = C_r(Z) \cdot C_o(Z) \cdot V_b$

Turbulensintensiteten $l_v(Z)$ er en funksjon av høyden over terrenget, og beregnes ved å dividere standardavviket σ_V på stedsvindhastigheten $V_m(Z)$. Standardavviket beregnes ved å multiplisere terrengruhetsfaktoren k_r , turbulensfaktoren k_l og basisvindhastigheten. Turbulensfaktoren settes lik 1, da det ikke er behov for å endre denne etter EC1, Del 1-4 - NA.4.4.

Turbulensintensitet er gitt ved: $l_v(Z) = \frac{\sigma_V}{V_m(Z)}$

Vindhastighetstrykket kan så beregnes ved:

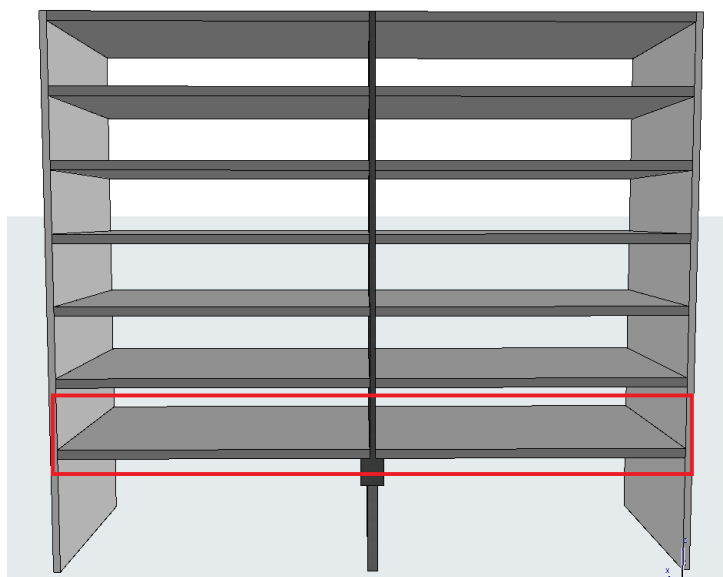
$$q_p(Z) = [1 + 7 \cdot l_v(Z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(Z)$$

Vindhastighetstrykket multipliseres med høyden på bygget, for å få vindlasten som en jevnt fordelt last per meter i husets bredde.

Den utvendige formfaktoren C_{pe} velges etter EC1, Del 1-4 - 7.2.1(1) og settes til $C_{pe,10}$ for bærende konstruksjoner. Selv om vindkasthastighetstrykket er beregnet, er det faktorer som skal regnes med i forhold til om den aktuelle delen er i trykk eller sug iht. EC1, Del 1-4 - Tabell 7.1. Her ble det gjort en forenkling, hvor hele kortveggen, i sug, er betraktet som sone A. Dette vil være mest konservativt, da det gir de høyeste formfaktorverdiene. Langveggen som er i trykk ligger i sone D.

3.5 Hulldekke

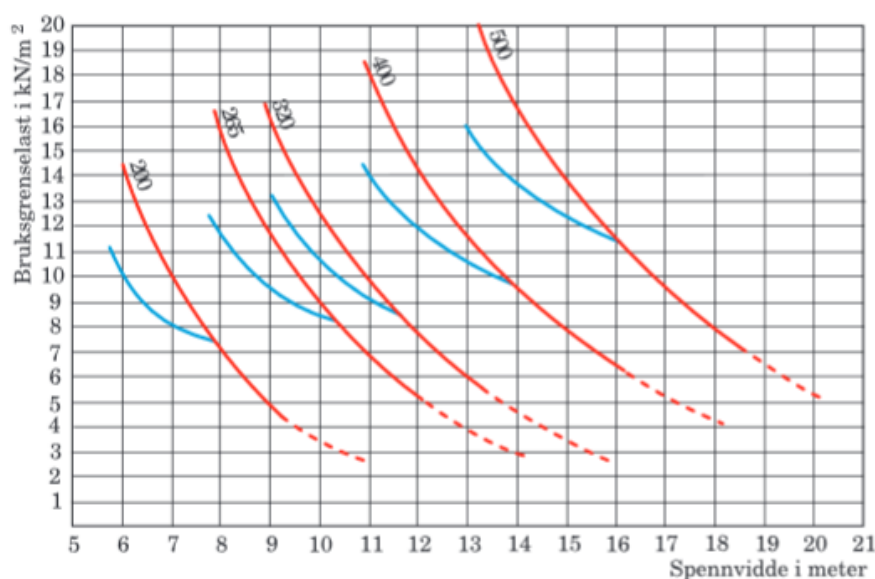
I denne delen gjennomgås metodene som er benyttet for å kontrollere både brudd- og bruksgrensetilstand. Kontrollene bygger på prinsippene i EC2, *Betongelementboken* og informasjon innhentet fra fagpersoner. Metodene omfatter beregning av moment- og skjærkapasitet, vurdering av nødvendig armering og kontroll av spenninger, deformasjoner og riss. Det er lagt vekt på å tilpasse beregningsmetodene til hulldekkenes spesielle geometri og oppførsel, samt å sikre at løsningen oppfyller krav til bæreevne, stabilitet og funksjonalitet over konstruksjonens levetid.



Figur 3.11: Bæresystem: Hulldekke markert

3.5.1 Overslagsdimensjonering

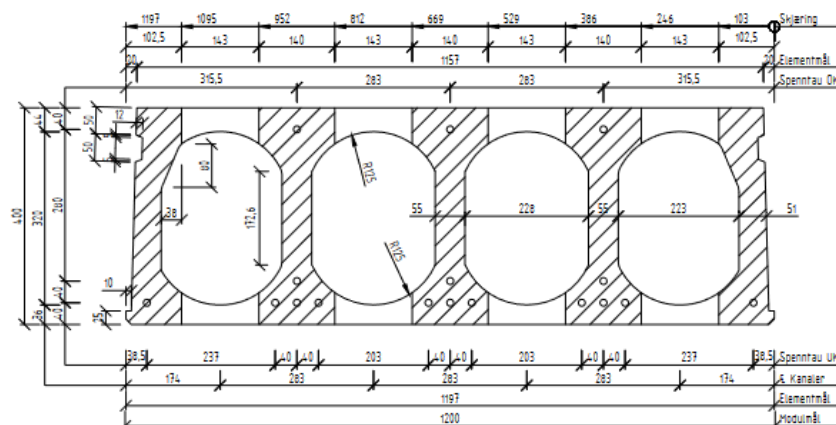
Ved oppstarten av prosjektet ble det gjennomført en forenklet overslagsdimensjonering av hulldekker basert på figur 3.12. I denne fasen ble det antatt at hulldekket skulle ha et påstøp med armering, slik det ofte er ved plaststøpte dekketyper. Etter veiledning og samtale med konstruksjonssjef i ledende hulldekkeprodusent (heretter konstruksjonssjef) ble det imidlertid avklart at det ikke var nødvendig med påstøp, forutsatt korrekt valg av elementtype og spennvidde. Som følge av denne antakelsen i tidlig fase, kan det ha blitt valgt en hulldekkedimensjon som er større enn nødvendig. [2]



Figur 3.12: Orienterende bæreevne for hulldekker [2]

3.5.2 Tverrsnittsdata for hulldekke

Ut ifra overslagsdimensjoneringen ble elementtypen HD400 valgt, denne er illustrert i figur 3.13.



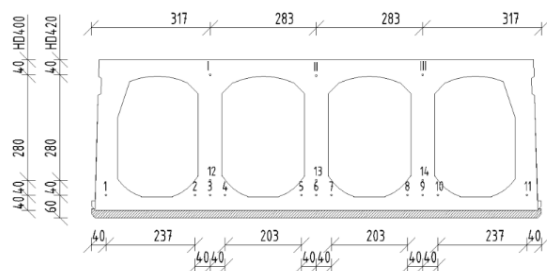
Figur 3.13: Tverrsnitt HD400 med mål

Tverrsnittsarealet A_c og 2. arealmoment I_c for elementet er beregnet ut fra geometrien og justert for hulrommenes bidrag. Her er det gjort en forenkling i beregningen av 2. arealmoment, ved å anta kvadratiske hull. Dette er et konservativt valg da det fører til lavere 2. arealmoment og dermed mindre kapasitet. Figur 3.3 presenterer alle verdiene som danner grunnlaget for videre dimensjonering.

Parameter	Symbol	Verdi
Høyde på hulldekke	h	0,40 m
Bredde på hulldekke	b	1,20 m
Lengde (spennvidde)	L	13,635 m
Antall hulrom	n_{hull}	4
Bredde på hulrom	b_{hull}	228 mm
Høyde på hulrom	h_{hull}	320 mm
Tverrsnittsareal	A_c	$215,7 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Andre arealmoment	I_c	$3,91 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Tabell 3.3: Tverrsnittsdata for hulldekkeelement

Plassering av spennarmering er gitt i tilsendte tegninger fra leverandør, vist i figur 3.14. Antall spennarmerte tråder og deres posisjoner følger standardisert utforming, som vist i spennplanen (figur 3.15). Ved dimensjonering er det valgt 10 spenntau med en diameter lik 11 mm, som tilsvarer et tverrsnittsareal lik 75 mm^2 og totalt areal lik 750 mm^2 . De ytterste tauene på hver ende spennes med en kraft på 80 kN, mens resterende blir oppspent med en kraft på 100 kN. Dette tilsvarer en total spennkraft på $\sigma_{p0} = 1280 \text{ MPa}$.



Figur 3.14: Plassering av spenntau
[24]

Spennetau UK	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	a _m
5	X	X			X			X		X					40/60
6	X		X		X		X		X		X				40/60
7	X	X		X		X		X		X		X			40/60
8	X	X		X	X		X	X		X	X				40/60
9	X	X		X	X	X	X		X	X					40/60
10	X	X	X	X	X		X	X	X	X					40/60
11	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					40/60
12	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		X			43/63
13	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		X	46/66
14	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	49/69

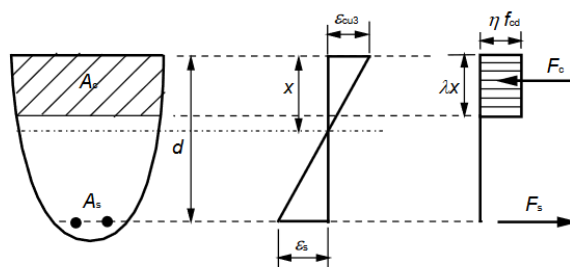
Figur 3.15: Antall spenntau og plassering
[24]

3.5.3 Kapasitetskontroll av hulldekket i ULS

Fullstendige utregninger, fremgangsmåte og henvisninger til Eurokode finnes i D.2 Vedlegg 1.1

Momentkapasiteten til hulldekker trenger, i motsetning til ordinære spennarmerte dekker, bare langsiktig kontroll. Denne informasjonen ble formidlet under samtale med konstruksjonssjef. Han kunne fortelle at hulldekket i produksjonsprosessen blir nøye testet, som fører til at ingen hulldekker som ikke tåler sin egen spennkraft blir produsert. Dermed følger bare langsiktig kontroll av momentkapasitet og skjærkraftkapasitet.

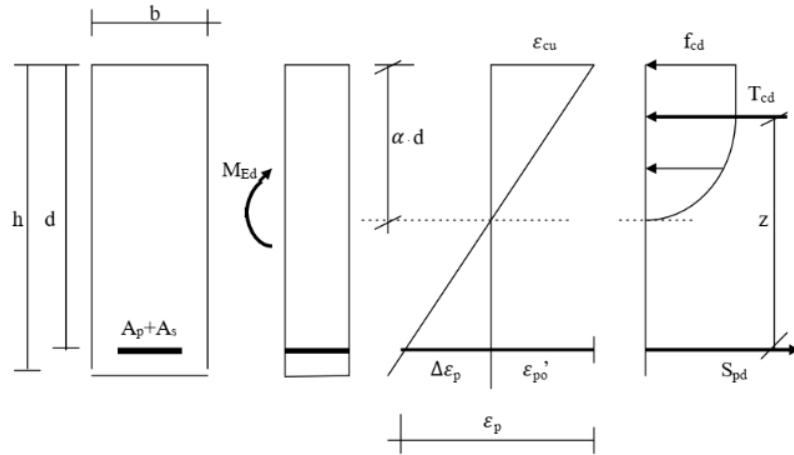
Det er valgt å benytte en rektangulær spenningsfordeling, se figur 3.16, for dette prosjektet iht. EC2 - 3.1.7(3). Det er oppgitt at den effektive høyden for trykksone λ er 0.8 for $f_{ck} < 50\text{MPa}$ og den effektive fastheten η er 1.0 for $f_{ck} < 50\text{MPa}$.



Figur 3.16: Rektangulær spenningsfordeling

Momentkapasitet

For å kontrollere momentkapasiteten til de spennarmerte hulldekkene benyttes prinsipper for spennarmerte massive tverrsnitt, tilpasset hulldekkenes geometri. Kontrollene inkluderer langtidseffekter av svinn, kryp og relaksasjon. Beregningene tar utgangspunkt i at spennkraften fungerer som en indre last som motvirker de ytre påkjenningene, da spennarmeringen vil ligge i strekksonen etter lang tid, som vist i figur 3.17.



Figur 3.17: Effektiv trykksone og indre last

Først kontrolleres det om hulldekketverrsnittet er overarmert eller underarmert, da armeringsmengden er forhåndsbestemt. Dette avgjøres ved å beregne en armeringsmengde A_{pb} , som tilsvarer et balansert tverrsnitt der spennstålet flyter samtidig som betongen når sin trykkbruddtøyning. Balanseforholdet α_b beregnes etter:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_p + \epsilon_{cu}}$$

Her tas det hensyn til tøyningstap i spennarmeringen ved effektiv tøyningdifferanse ϵ'_p :

$$\epsilon'_p = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} + \epsilon_{p\text{langtidseffekt}}$$

Ved å benytte denne forhåndstøyningen kan den balanserte armeringsmengden A_{pb} beregnes:

$$A_{pb} = 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d$$

Hvis den faktiske armeringsmengden A_p er mindre enn A_{pb} , behandles tverrsnittet som underarmert, og α -verdien kan beregnes ved:

$$\alpha = \frac{f_{pd} \cdot A_p + f_{yd} \cdot A_s}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$$

Ettersom hulldekker har flensform, må det også vurderes om tverrsnittet oppfører seg som tykk- eller tynnflenset T-tverrsnitt. Dette avgjøres ved å kontrollere om trykksonen havner i flensen ved:

$$\alpha \cdot d < t_{ts}$$

Ved tykkflenset tverrsnitt kan momentkapasiteten dermed regnes ut som følger:

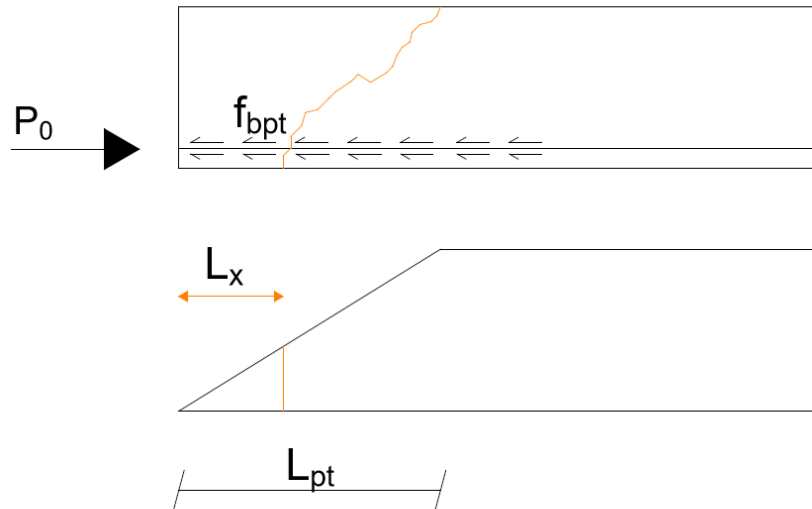
$$M_{Rd} = \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

Skjærkapasitet

Skjærkraftkapasiteten for hulldekker beregnes ved bruk av en egen formel fra NS-EN 1168:2005+A3:2011 - 4.3.3.2.2.3 [E], gitt ved:

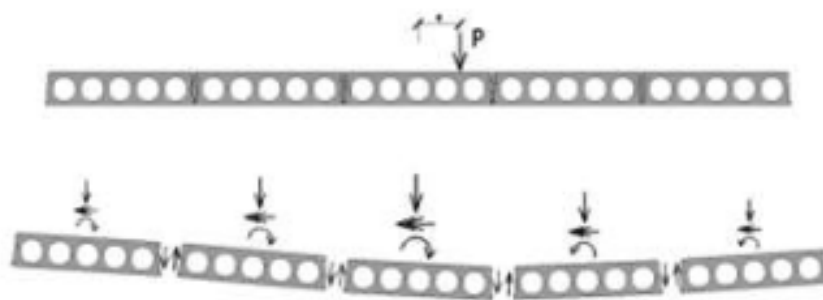
$$V_{Rdc} = \phi \cdot \frac{I_c \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \beta \cdot \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

Denne formelen inkluderer en del reduksjonsfaktorer, og tar også høyde for at forspenningskraften ikke fullstendig overføres til betongen før en lengde l_{pt} er nådd, som illustrert i figur 3.18.



Figur 3.18: Overføringslengde for aktuelt snitt

Dersom $V_{Rdc} > V_{Ed,red}$ er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering, eller minimum skjærarmering, i hulldekket. Dette er et unntak etter EC2 - 6.2.1(4). Ved å fuge mellom hulldekkene kan punktlaster og moment overføres på tvers av hulldekkeelementene som skjærkrefter, som illustrert i figur 3.19.

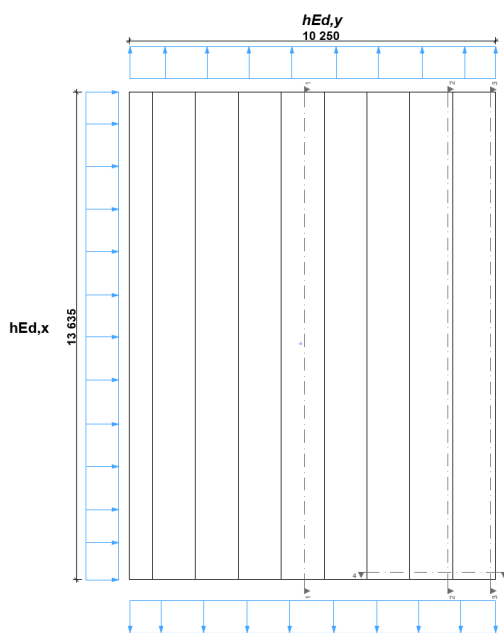


Figur 3.19: Punktlaster og moment blir til skjærkrefter

3.5.4 Kontroll av langs- og tverrgående armering i hulldekket

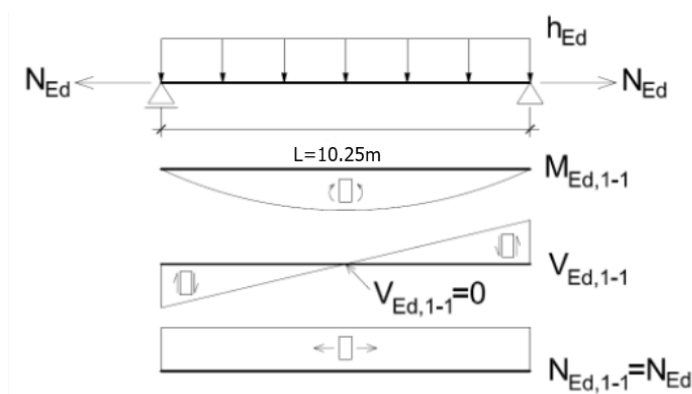
Fullstendige utregninger, fremgangsmåte og henvisninger til Eurokode finnes i D.3 Vedlegg 1.2.

For å sikre stabiliteten til hulldekket, spesielt mot vindlast og i en eventuell ulykkessituasjon, benyttes langsgående og tverrgående armering. Ved å se på fire kritiske snitt, vist i figur 3.20, er det mulig å finne moment, skjær- og aksialkrefter. Deretter kan nødvendig armeringsmengde beregnes. For langsgående armering vil snitt 1-1 og 2-2 undersøkes, og for tversgående armering kontrolleres snitt 3-3 og 4-4.



Figur 3.20: Vindlast og aktuelle snitt

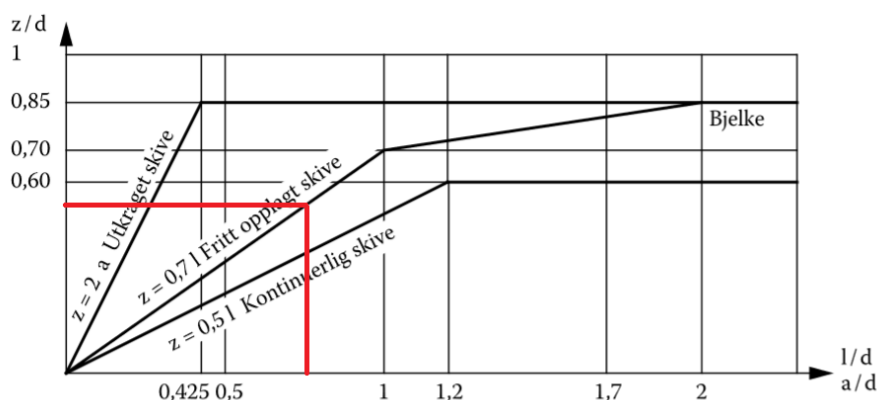
Det vertikale avstivningssystemet er symmetrisk, så kraftdiagrammet langs gulvets korteste dimensjon vil være det samme som for en fritt opplagt bjelke, som vist i figur 3.21.



Figur 3.21: Avstivningssystem: fritt opplagt bjelke

Snitt 1-1

Dette snittet er midt på den hypotetiske bjelken, og vil derfor ha det største momentet, og ingen skjærkraft. Den effektive dybden d settes lik L_y . Ut fra Figur 3.22 kan forholdstallet $\frac{z}{d}$ avleses, og indre momentarm z kan dermed regnes ut.



Figur 3.22: Indre momentarm [3]

Den dimensjonerende strekkraften beregnes som summen av strekkraften fra momentet i snittet $M_{Ed,1-1}$ og halvparten av normalkraften $N_{Ed,1-1}$, ettersom begge sider av dekket armeres likt.

$$S = \frac{M_{Ed,1-1}}{z} + \frac{N_{Ed,1-1}}{2}$$

Det finnes imidlertid anbefalinger for hva som skal settes som minimum dimensjonerende strekkraft. Basert på anbefalingene gitt i BEB Figur B 8.14 fastsettes denne verdien [5]. Avslutningsvis regnes nødvendig armeringsmengde basert på den største strekkraften:

$$A_{sm.1-1} = \frac{S_{Ed}}{f_{yd}}$$

Snitt 2-2

Snitt 2-2 er leddet mellom hulldekkene hvor den største skjærkraften oppstår, og fra bjelketeori vil dette være så nært opplegget som mulig, ett element fra enden. I dette snittet er det moment, aksialkraft og skjærkrefter. Nødvendig armering for moment og aksialkraft finnes først ved:

$$A_{sm1} = \left(\frac{M_{Ed,2-2}}{z} + \frac{N_{Ed,2-2}}{2} \right) \cdot \frac{1}{f_{yd}}$$

For å dimensjonere skjærarmering i snitt 2-2 må en egnet skjærfriksjonsmodell velges. Snittet omfatter hulldekker innbyrdes med antatt glatt kontaktflate. I henhold til BEB Tabell B 16.5 velges relevant skjærfriksjonsmodell, vist i figur 3.23 [4]. Den valgte modellens kapasitet skal overstige den dimensjonerende skjærkraften i snittet. Det er også viktig å huske at begge sider av dekket skal armeres.

$$A_{sm2} = \frac{V_{Ed,2-2}}{2 \cdot 0.6 \cdot f_{yd}}$$

Bruksområde	Overflate	Risstype	Dimensjoneringsformel for V_{Rd}	Øvre grense	Anbefalt minimum armering *
Hulldekke skiver	Glatt (hulldekker innbyrdes)	Risset	$0,6 \times f_{ctd} \times A$	$0,15 \times A$ (MPa)	–
	Svært glatt (mot andre elementer)	Urisset	$0,03 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,5 \times f_{yd} \times A_s$	$0,15 \times A_1$ (MPa)	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,5$
Veggskiver horisontal fuge	Svært glatt	Urisset	$0,03 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,5 \times f_{yd} \times A_s + 0,5 \times N_{Ed}$	$0,5 \times v \times f_{ctd} \times A_1$	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,5$
Veggskiver vertikal fuge	Svært glatt	Urisset	$0,03 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,5 \times f_{yd} \times A_s$	$(0,5 \times v \times f_{ctd} \times A_1)$	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,5$
	Fortannet	–	$0,5 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,9 \times f_{yd} \times A_s$	$0,5 \times v \times f_{ctd} \times A_1$	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,9$
Hylse-fundament	Svært glatt	Urisset	$0,03 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,5 \times f_{yd} \times A_s$	$(0,5 \times v \times f_{ctd} \times A_1)$	–
	Fortannet	–	$0,5 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,9 \times f_{yd} \times A_s$	$0,5 \times v \times f_{ctd} \times A_1$	–

Figur 3.23: Dimensjoneringsformler, snitt 2-2 [4]

Den minste nødvendige langsgående armeringsmengden fastsettes på grunnlag av kravene identifisert i snitt 1-1 og snitt 2-2:

$$A_{sm.min} = \max(A_{sm.1-1}, A_{sm.2-2})$$

Snitt 3-3

Det siste vertikale snittet benyttes for å identifisere behovet for tverrarmring mellom hulldekkets langsgående ende og en eventuell bærende vegg. Det statiske systemet er etablert uten bærevegg i denne delen, men en kontroll gjennomføres likevel. Basert på skjærfriksjonsmodellen fra BEB Tabell B 16.5 konkluderes det med at skjærarmring ikke er nødvendig [4]. Selv om tabellen anbefaler en minimumsarmering, er det i dette tilfellet valgt å se bort fra denne anbefalingen. Fravik fra anbefalt minimumsarmering vurderes som forsvarlig ettersom skjærpåkjenningene i snittet er svært lave, og hulldekket har tilstrekkelig kapasitet uten ytterligere tiltak.

Snitt 4-4

Skjærkraften i snitt 4-4 bestemmes separat for hvert hulldekkelement. Siden momentet i snittet er null, baseres skjærkraften på kjent verdi fra snitt 2-2, justert for hulldekkets bredde.

Dimensjonerende skjærkraft velges som den største av beregnet verdi og anbefalt minimumsverdi gitt i BEB Tabell B 16.5 [4].

På grunn av hulldekkets antatt glatte kontaktflate og urissede forbindelse benyttes skjærfriksjonsmodellen som er markert i figur 3.24. Den nødvendige skjærarmringen bestemmes ved å sikre at skjærkapasiteten overstiger den dimensjonerende skjærkraften. Som i snitt 3-3 er det ikke nødvendig med skjærarmring. Her følges likevel anbefalingen om minimumsarmering, fra figur 3.24, da skjærarmringen kan monteres mot tilstøtende bjelke.

$$A_{sV,min} = \frac{0.25 \cdot V_{Ed,4-4}}{0.5 \cdot f_{yd}}$$

Bruksområde	Overflate	Risstype	Dimensjoneringsformel for V_{Rd}	Øvre grense	Anbefalt minimum armering *
Hulldekke skiver	Glatt (hulldekker innbyrdes)	Risset	$0,6 \times f_{ct} \times A_s$	$0,15 \times A_s$ (MPa)	–
	Svært glatt (mot andre elementer)	Urisset	$0,03 \times f_{ct} \times A_s + 0,5 \times f_{yd} \times A_s$	$0,15 \times A_s$ (MPa)	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,5$
Veggskiver horisontal fuge	Svært glatt	Urisset	$0,03 \times f_{ct} \times A_s + 0,5 \times f_{yd} \times A_s + 0,5 \times N_{Ed}$	$0,5 \times v \times f_{ct} \times A_s$	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,5$
Veggskiver vertikal fuge	Svært glatt	Urisset	$0,03 \times f_{ct} \times A_s + 0,5 \times f_{yd} \times A_s$	$(0,5 \times v \times f_{ct} \times A_s)$	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,5$
	Fortannet	–	$0,5 \times f_{ct} \times A_s + 0,9 \times f_{yd} \times A_s$	$0,5 \times v \times f_{ct} \times A_s$	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,9$
Hylse-fundament	Svært glatt	Urisset	$0,03 \times f_{ct} \times A_s + 0,5 \times f_{yd} \times A_s$	$(0,5 \times v \times f_{ct} \times A_s)$	–
	Fortannet	–	$0,5 \times f_{ct} \times A_s + 0,9 \times f_{yd} \times A_s$	$0,5 \times v \times f_{ct} \times A_s$	–

Figur 3.24: Dimensjoneringsformler, snitt 4-4

3.5.5 Kapasitetskontroll av hulldekket i SLS

Fullstendige utregninger, fremgangsmåte og henvisninger til Eurokode finnes i D.4 Vedlegg 1.3.

Bruksgrensetilstanden er særlig kritisk for spennarmerte hulldekker, da riss kan føre til akselerert korrosjon av spennarmeringen og svekke bestandigheten. Kontrollene i denne fasen skal sikre at konstruksjonen oppfyller krav til funksjonalitet, visuell kvalitet og varighet. Følgende parametere er kontrollert: spenninger, deformasjoner, rissdannelse og trykkavlastning, både ved overføring og etter langtidseffekter.

Spenninger ved overføring

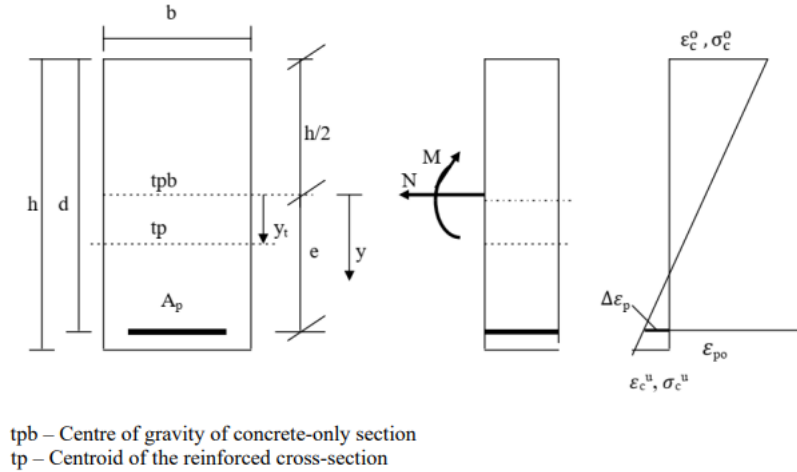
Ved overføring (3 døgn etter støp, da spennarmeringen kappes) kontrolleres spenningene i betongen. Spenningene kontrolleres ved oppleggene, i tillegg til midt på spennet. På dette tidspunktet virker hovedsakelig forspenningskraft og egenvekt. Siden hulldekket fortsatt ligger i støpeform, virker egenvekten kun midt på spennet på grunn av oppbøyningen kraften fra oppspenningen gir.

Betongens trykkfasthet og elastisitetsmodul ved tidlig alder er beregnet iht. EC2 kap. 3.1.2 og 3.1.3(3). Spenningskontrollen følger kravene i EC2-5.10.2.2(5), og er gitt ved:

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck}(t), \quad \sigma_c \leq f_{ctm}(t)$$

Ved kontrollen forutsettes stadium I for urisset tverrsnitt. Antakelsen om urisset tverrsnitt er basert på faglig vurdering og ble bekreftet gjennom samtale med konstruksjonssjef, som opplyste at ved korrekt produksjon og håndtering skal det ikke forekomme riss i hulldekkeelementene ved overføring. I stadium I kontrollen er første steg å transformere tverrsnittet av betong og armering, slik at det behandles som et homogent materiale. Dette fører til nytt tverrsnittsareal A_t og andre arealmoment I_t , med tilhørende nøytralakse y_t , illustrert i figur 3.25. Spenningene i øvre og nedre fiber samt ved spennarmeringens nivå kan dermed beregnes ved:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M}{I_t} \cdot (e - y_t)$$



Figur 3.25: Stadium I: Urisset tverrsnitt

Langtidseffekter

Langtidspåvirkningene er kontrollert midt på spennet, da dette blir ansett som det mest kritiske punktet for samlet effekt av spennkraft, egenlast og nyttelast. Dette er gjort fordi det er midt på elementet at kombinasjonen av de ytre belastninger, samt kryp og svinn forventes å gi størst langtidspåvirkning.

Krypfaktor φ , svinntøyning ϵ_{cs} og relaksasjonstapet $\Delta\sigma_{pr}$ beregnes iht. EC2 - 3.1.4, 3.3.2 og Annex B. Kryptallet for betongen ble beregnet for lang tid, med lastene påført etter henholdsvis $t = 3$ og $t = 28$ dager. I tillegg til etter 28 dager for lasten påført etter 3 dager. Kryptallet inngår deretter i beregningene av redusert langtidsmodul og midlere elastisitetsmodul:

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}, \quad E_{\text{middel}} = \frac{\sum M}{\frac{M_1}{E_{cL,1}} + \frac{M_2}{E_{cL,2}}}$$

Deretter beregnes spenningsendringen påført av de forskjellige langtidseffektene, som til slutt brukes til å kontrollere de totale spenningene i betongen og spennarmeringen etter lang tid. Her er det også benyttet stadium I for urisset tverrsnitt og samme spenningsformel som i avsnitt 3.5.5 (Spenninger ved overføring).

Deformasjonskontroll

For kontroll av deformasjon og rissdannelse er det valgt å følge de erfaringsbaserte anbefalingene gitt i BEB Tabell C 1.6, fremfor å utføre en eksplisitt rissviddeberegning. Dette begrunnes med at nedbøyningsgrenser er lettere å forholde seg til i praksis, og anses som et tilstrekkelig tiltak for å ivareta krav til risskontroll i de fleste eksponeringsklasser [6]. Likevel kontrolleres også

grenseverdiene for nedbøyning gitt i EC2.

Maksimal nedbøyning oppstår i midten av elementet, noe som er i samsvar med forventet respons for en fritt opplagt bjelke påkjent av en jevnt fordelt last. Deformasjon er dermed beregnet etter klassisk bjelketeori, mens deformasjonsbidraget fra oppspenningen er beregnet ved hjelp av hurtigintegrasjon. De benyttede uttrykkene er gitt ved:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{og} \quad \delta = \frac{ML^2}{8EI}$$

Anbefalingene i BEB Tabell C 1.6, er gitt i figur 3.26, og deformasjonene skal vurderes ved følgende stadier:

- δ_1 Ved overføring (umiddelbart etter at spennarmeringen kappes)
- δ_2 Etter påføring av permanent last
- δ_3 Etter lang tid uten nyttelast
- δ_4 Etter lang tid med fullt påført nyttelast

Punkt i deformasjonsforløpet	Type bygg	Bjelker	Ribbeplater	Hulldekker		
				Selvtjevneende masse	Påstøp	Tekking
1 (δ_1)	Industri	$\leq l/200$	$\leq l/200 \leq 40$	$\leq l/400 \leq 30$	$\leq l/300 \leq 30$	$\leq l/300 \leq 40$
	Kontor	$\leq l/300$	$\leq l/300 \leq 30$	$\leq l/500 \leq 20$	$\leq l/400 \leq 25$	$\leq l/300 \leq 30$
	Bolig	$\leq l/400$	$\leq l/400 \leq 25$	$\leq l/500 \leq 15$	$\leq l/400 \leq 20$	$\leq l/400 \leq 30$
3 (δ_3)	Industri	≥ 0				
	Kontor	≥ 0	$\approx \delta_2 > 0$			
	Bolig	≥ 0	$\approx \delta_2 > 0$			
4 (δ_4)	Industri	$\geq -l/300 \geq -40$		$\geq -l/300 \geq -30$		
	Kontor	$\geq -l/400 \geq -30$	$\geq -l/400 \geq -25$	$\geq -l/400 \geq -25$		
	Bolig	$\geq -l/500 \geq -20$				

Figur 3.26: Anbefalte verdier for nedbøyning [6]

Grenseverdiene gitt i EC2 - 7.4.1, uttrykkes som:

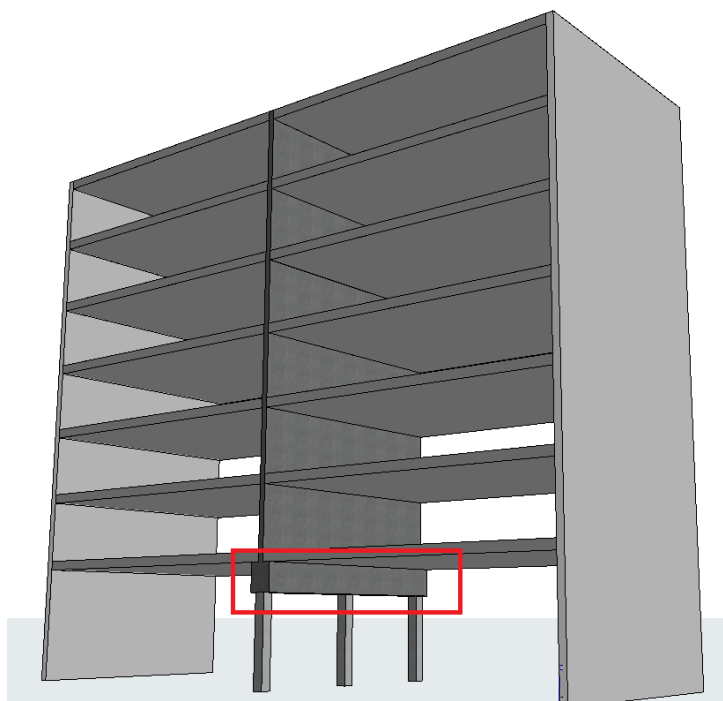
$$\frac{L}{250} \quad (\text{generell brukbarhet}) \quad \text{og} \quad \frac{L}{500} \quad (\text{etter ferdigstillelse})$$

Trykkavlastning

Grensen for trykkavlastning krever at spennkablene ligger tilstrekkelig innenfor betongtrykksonen både ved overføring og etter lang tid. I henhold til EC2 - 7.2.1(5) skal spennarmeringen ligge minst 25 mm innenfor trykksonen, for å beskytte mot korrosjon.

3.6 Bjelke

Bjelken er, som beskrevet i avsnitt 3.3.4, en tofelts kontinuerlig bjelke. I figur 3.27 er bjelken som skal dimensjoneres markert i rødt.



Figur 3.27: Bæresystem: Bjelke markert

Det er gjennomført dimensjonering for både ULS og SLS, med tilhørende kontroller. Lastvirkningen er basert på to representative lastsituasjoner: nyttelasten plassert over begge spenn og nyttelast plassert kun på ett felt.

Bjelkens betydelige tverrsnittsdimensjoner er valgt for å ivareta krav til styrke og stivhet, ettersom den overfører vertikale laster fra alle overliggende etasjer ned til understøttende søyler. Tverrsnittsdata og beregningsparametere er oppsummert i tabell 3.4.

Tverrsnittsdata	Verdi
Høyde [mm]	1200
Bredde [mm]	1000
Lengde [m]	10.25
Feltlengde [m]	5.125
Tverrsnittsareal [mm ²]	$1,2 \cdot 10^6$
2. Arealmoment [mm ⁴]	$1,44 \cdot 10^{11}$

Tabell 3.4: Tverrsnittsdata for bjelken

3.6.1 Kapasitetskontroll av bjelken i ULS

Fullstendige utregninger, fremgangsmåte og henvisninger til Eurokode finnes i D.5 Vedlegg 2.1

Momentkapasitet og langsgående armering

Bjelken er dimensjonert som et normalarmert tverrsnitt. Det er altså lagt til grunn en armeringstøyning ved brudd på $\varepsilon_s = 2\varepsilon_{yk}$, som gir tilstrekkelig plastisk deformasjon før kollaps. Dette er i tråd med anbefalt praksis i Norge og sikrer tilstrekkelig duktil oppførsel og deformasjonskapasitet ved brudd. [25]

Trykksonehøyden αd bestemmes ut fra tøyningsforholdene mellom betong og armering, som for et normalarmert tverrsnitt gitt ved:

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}}$$

Effektiv høyde d er beregnet som:

$$d = h - c_{nom} - \phi_w - \frac{\phi}{2}$$

hvor overdekningen c_{nom} er satt i henhold til EC2 - 4.4.1 og tabell NA.4.2 som summen av minimum overdekning og avvikstillegg.

Nødvendig strekkarmering beregnes ved:

$$A_{s,nød} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}}$$

Hvor den indre momentarmen er $z = d - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha d$, og $\lambda = 0.8$ er den effektive høyden for trykksonen i henhold til EC2 - 3.1.7(3), illustrert i figur 3.16. Valgt armeringsmengde kontrolleres mot krav til minimums- og maksimumsarmering i henhold til EC2 - NA.9.2.1.1. Deretter kontrolleres momentkapasiteten i trykksonen ved:

$$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

Selv om momentkapasiteten i trykksonen er tilstrekkelig, legges den beregnede minimumsarmeringen langs hele bjelkens overkant. Dette gjøres både av praktiske årsaker, som plassering og forankring av skjærbøyler, og for å ivareta konstruksjonens robusthet, spesielt med tanke på uforutsette strekkpåkjenninger og rissdannelser i trykksonen.

Armering og forankring ved midtstøtte

Over midtstøtten er det dimensjonert for negativt moment (strekk på oversiden) og det beregnes armeringsmengde ved hjelp av formelen for nødvendig strekkarmering, som ble vist i forrige avsnitt.

Forankringslengde skal også dimensjoneres i soner der armeringen går fra trykk til strekk eller omvendt, slik som over midtstøtten i denne bjelken. Dermed må armeringen forankres tilstrekkelig for å overføre de utviklede strekkreftene. Dersom forankringen er utilstrekkelig, kan dette føre til manglende kraftoverføring, langsgående riss og redusert bæreevne. Sikker forankring over midtstøtten er derfor avgjørende for å sikre at den prosjekterte momentkapasiteten faktisk er tilstrekkelig i praksis.

Den nødvendige forankringslengden er iht. EC2 - 8.4.4 gitt ved:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

Hvor alle α -koeffisientene er satt lik 1 for en konservativ vurdering. Den nødvendige kraftinnføringslengden er iht. EC2 - 8.4.3 gitt ved:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

Strekkarmeringen over midtstøtten skal legges med en avstand l_{bd} på hver side, for å sikre tilstrekkelig kraftoverføring der momentet skifter.

Avstand mellom langsgående armering

Ved plassering av langsgående armering skal senteravstandene ivareta både konstruktive og utførelsesmessige krav. Senteravstandene kontrolleres mot kravene i EC2 - 8.2 og NA.8.2, som gir at fri avstand mellom armeringsstengene ikke bør være mindre enn:

$$a_{\min} \geq \max(k_1 \cdot \phi, 20 \text{ mm}, d_g + k_2)$$

Minstekravet til klaring mellom stenger er kontrollert basert på betongens maksimale tilslagsstørrelse, stangdiameter og standardisert krav til minsteavstand. Avstanden mellom stengene er deretter valgt slik at dette avstandskravet er oppfylt, i overkant og underkant.

Ved midtstøtten er det behov for et stort armeringsareal i overkant, noe som medfører mange armeringsstenger. I dette tilfellet kunne ikke valgt armeringsmengde plasseres som enkeltstenger innenfor tillatt klaring, og armeringen ble derfor lagt i bunter. Dermed er det nødvendig å finne den ekvivalente diameteren til buntene, iht. EC2 - 8.9.1(2): $\phi_n = \phi \cdot \sqrt{n}$.

Den endelige senteravstanden over midtstøtten er valgt slik at den tilfredstiller den nye minusavstanden a_{min} , for de buntede armeringsjernene.

Skjærkapasitet og skjærarmering

Behov for skjærarmering vurderes etter EC2 - 6.2.2. Dersom den dimensjonerende kapasiteten for skjærkraft er mindre enn den opptredende skjærkraften, er det beregningsmessig behov for skjærarmering. For den opptredende skjærkraften benyttes en redusert verdi av V_{Ed} , da en del av lasten på bjelken går direkte ned i opplegget. Det vil dermed ikke dannes skråriss rett over opplegget, på en avstand som tilsvarende den effektive tverrsnittshøyden d . Dermed kan den reduserte skjærkraften finnes ved:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - q_{Ed} \cdot d$$

Ved beregningsmessig behov for skjærarmering, er den nødvendige skjærarmeringen gitt ved:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,red}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}$$

Hvor $\cot \theta$ velges konservativt, for å gi den laveste skjærkapasiteten. Den beregnede armeringsmengden kontrolleres mot minimumskrav gitt i EC2 - 9.2.2, og bøylediameter og senteravstand dimensjoneres deretter.

Iht. EC2 - 9.7 bør høye bjelker normalt utføres med et ortogonalt armeringsnett nær hver flate, med et minste areal tilsvarende $A_{s,dbmin}$. Denne verdien er gitt iht. EC2 - NA.9.7(1) ved:

$$A_{s,dbmin} = \max(0.001 \cdot A_c, 150 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Det stilles også krav til maksimal senteravstand mellom stengene i armeringsnettet, denne er gitt ved:

$$s_{max} = \min(2 \cdot b, 300 \text{ mm})$$

Eksentriske punktlaster fra hulldekker

Bjelken fungerer som opplegg for hulldekkene og mottar vertikale laster fra disse. Siden hulldekkene ligger eksentrisk i forhold til bjelkens nøytralakse, vil lasten fra hulldekkene kunne betraktes som to like store jevnt fordelte laster plassert med like stor horisontal avstand fra nøytralaksen. Dette danner et momentpar som gir opphav til strekkspenninger i øvre del av bjelketverrsnittet. For å motvirke effekten av dette momentet, bidrar både bjelkens betydelige bredde og de horisontale delene av skjærarmeringen til å ta opp de resulterende horisontale strekkreftene. Samtidig virker denne armeringen rissbegrensende, og bidrar til å hindre utvikling av langsgående riss i overkant av bjelken.

3.6.2 Kapasitetskontroll av bjelken i SLS

Fullstendige utregninger, fremgangsmåte og henvisninger til Eurokode finnes i D.6 Vedlegg 2.2.

I denne delen utføres kontroll av spenninger, rissvidde og nedbøyning, inkludert langtidseffekter som kryp og svinn.

Spenninger og spenningsbegrensning

Spenningsene i både betong og armering er kontrollert i feltet og ved midtstøtten. For trykkspenning i betong benyttes grenseverdi $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$, iht. EC2 - 7.2(2), for å unngå langsgående riss, mikroriss og/eller store krypdeformasjoner. Strekkspenning kontrolleres mot $\sigma_c \leq f_{ctm}$ for å vurdere mulig rissdannelse. På grunn av betongens lave strekkfasthet forutsettes det riss i strekksonene. Armeringen er derfor dimensjonert for å ta opp strekkreftene og sikre kontrollert rissutvikling.

For beregning av spenninger benyttes stadium II (opprisset tverrsnitt). Først transformeres tverrsnittet av betong og armering, slik at det behandles som et homogent materiale, for å gjøre beregningene enklere. Deretter beregnes den relative trykksonehøyden α , som benyttes til å finne det transformerte 2.arealmomentet. Armeringsspenningen beregnes deretter ved følgende uttrykk:

$$\sigma_s = E_s \cdot \frac{M \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI}$$

Armeringsspenningen kontrolleres mot $\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$, iht. EC2 - 7.2(5), for å sikre at spenningsene ikke medfører uakseptabel opprissing eller deformasjon.

Langtidseffekter – kryp og svinn

Kontrollene er utført både ved 28 døgn og for langtidsvirkning. For langtidsanalysen benyttes verdier for krypfaktor og svinntøyning i henhold til EC2 kap. 3.1.4 og Annex B. Kryptallet φ er basert på antatt eksponeringsklasse, fuktinnhold og komponentens alder ved lastpåføring. Deretter er langtids E-modul bestemt som:

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

Denne verdien representerer betongens reduserte stivhet over tid, og benyttes i videre beregninger for å ta hensyn til tidsavhengige deformasjoner. For videre beregning av langtidseffekter, er det brukt en midlere elastisitetsmodul av langtids E-modulene.

$$E_{middel} = \frac{\sum M}{\frac{M_1}{E_{cL,1}} + \frac{M_2}{E_{cL,2}}}$$

Dette gir en mer nøyaktig beskrivelse av stivhetsforholdet mellom armering og betong ved langtidsvirkning, og inngår også i beregning av spenningsendringen i armeringen på grunn av svinn. Spenningsøkning som følge av svinn er beregnet ved:

$$\Delta\sigma_{svinn} = \epsilon_{cs} \cdot \frac{E_s \cdot E_{middel}}{E_{middel} + \frac{A_s}{A_c} \cdot E_s}$$

Risskontroll

Beregningene for risskontroll følger forutsetningen om at betongen risser opp i strekksonen, og at armeringen overtar strekkpåkjenningen for å sikre kontrollert rissutvikling.

Maksimal rissvidde w_k beregnes ved å finne den største endelige rissavstanden $s_{r,max}$, beregnes iht. EC2 - 7.3.4(3) og er en funksjon av nominell overdekning, armeringsforhold og faktorer som tar hensyn til armeringsplassering og lasttype. Effektivt betongareal $A_{c,eff}$ og det tilhørende effektive armeringsforholdet $\rho_{p,eff}$ inngår i beregningen, og er bestemt i tråd med EC2 - 7.3.2(3) og NA.7.3.4.

Ved langtidsanalyse er armeringsspenningen justert for virkningene av kryp og svinn. Dette gir et helhetlig grunnlag for vurdering av rissutvikling i bjelken over tid.

Nedbøyning – forenklet kontroll

Nedbøyning er kontrollert ved bruk av forenklet metode for spennvidde-høydeforhold (L/d), iht. EC2 - 7.4.2. Først beregnes strekkarmeringsforholdet:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Dette sammenlignes med referanseverdien $\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$. Siden $\rho < \rho_0$, benyttes følgende uttrykk:

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{\text{grenseverdi}} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2} \right]$$

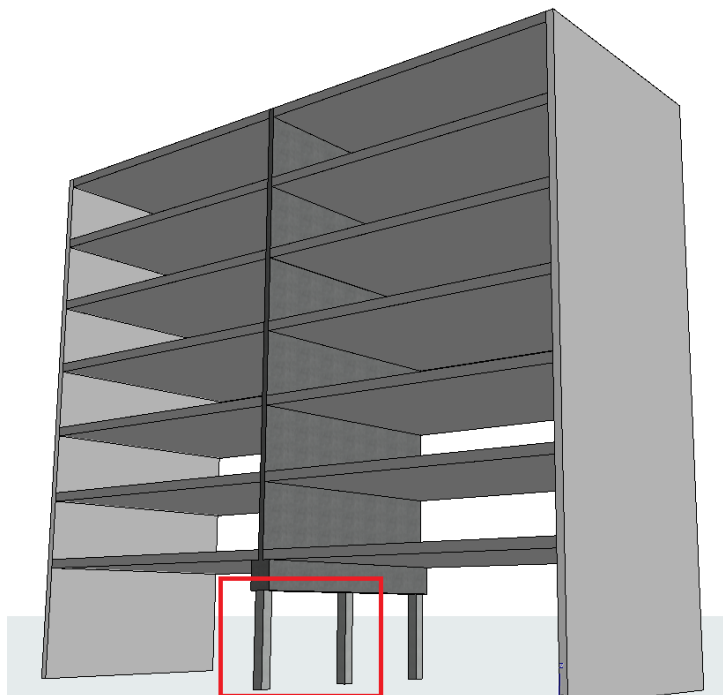
Der $K = 1.3$ for kontinuerlig bjelke. Det beregnede L/d -forholdet er sammenlignet med grenseverdien, og siden det ligger under tillatt nivå, kan eksplisitt nedbøyningsberegning utelates.

3.7 Kapasitetskontroll av midt- og endesøyle i ULS

Fullstendige utregninger, fremgangsmåte og henvisninger til Eurokode finnes i D.7 Vedlegg 3.1 og D.8 Vedlegg 3.2

Søylenes kapasitet er først vurdert etter 1. ordens teori, for å bestemme nødvendig armeringsmengde og tverrsnittsareal. Deretter er det utført en kontroll av søylens slankhet for å avklare behovet for å inkludere tilleggsmoment som følge av eventuelle forskyvninger i konstruksjonen.

To ulike lastsituasjoner må vurderes. Lastsituasjon 1 omfatter både egenlast og nyttelast fordelt over hele bjelken over søylen, mens lastsituasjon 2 tar utgangspunkt i nyttelast kun på én side.



Figur 3.28: Bæresystem: Midt- og endesøyle markert

Tverrsnittsdata	Verdi
Høyde [mm]	450
Bredde [mm]	450
Lengde [m]	3.8
Tverrsnittsareal [mm ²]	$202.5 \cdot 10^3$
2. Arealmoment [mm ⁴]	$3,417 \cdot 10^9$

(a) Midtsøyle

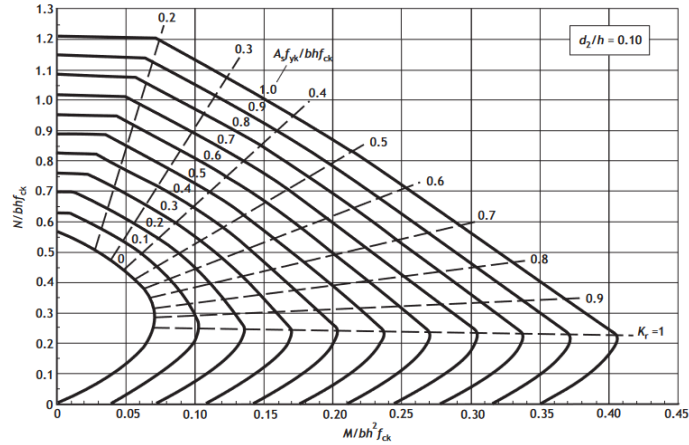
Tverrsnittsdata	Verdi
Høyde [mm]	600
Bredde [mm]	600
Lengde [m]	3.8
Tverrsnittsareal [mm ²]	$360 \cdot 10^3$
2. Arealmoment [mm ⁴]	$1,08 \cdot 10^{10}$

(b) Endesøyle

Tabell 3.5: Tverrsnittsdata for søyler

3.7.1 1. ordens momentkapasitet, ULS

For dimensjonering av søylene beregnes avstanden fra betongoverflaten til armeringens tyngdepunkt $d_2 = \frac{\phi_s}{2} + C_{nom}$. Forholdet mellom d_2 og h_s benyttes for å avgjøre hvilket dimensjonsløse m-n diagram, se figur 3.29, som skal benyttes.



Figur 3.29: Dimensjonsløst m - n diagram [25]

Beregningen utføres som nevnt for to ulike lastsituasjoner. For hver lastsituasjon bestemmes en normalisert normalkraft n og et normalisert moment m som sammen gir grunnlag for å finne nødvendig armeringsgrad w . Den dimensjonerende armeringsgraden velges som den høyeste av de beregnede verdiene for de to lastsituasjonene.

Basert på den dimensjonerende armeringsgraden w , beregnes nødvendig samlet symmetrisk armeringsareal A_s . Det totale armeringsarealet deles i to, slik at den nødvendige armeringsmengden på hver side av søylen blir:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{A_s}{2}$$

.

Til slutt velges en egnet armeringsløsning som tilfredsstiller det beregnede arealet. Da diameteren allerede er bestemt, ganges denne opp slik at $A_{s,s} > A_{s1}$. I henhold til EC2 - 8.2(2) og NA.8.2 skal det beregnes for en minimumsavstand mellom armeringsstengene a_{min} som skal være mindre enn den opptredende avstanden a_s .

3.7.2 Toakset momentkapasitet, ULS

Søylen må kontrolleres for en minsteeksentrisitet e_o , som kan oppstå dersom søylen ikke er plassert helt midtstilt på bjelken. Dette fører til at momentet $M_{Ed,x}$ fra den dimensjonerende lastsituasjonen i forrige delkapittel 3.7.1, må beregnes sammen med et biaksialt moment $M_{Ed,y}$ som virker på tvers av søylen. Det biaksiale momentet finnes ved:

$$M_{Ed,y} = N_{Ed} \cdot e_o$$

Total armeringsmengde i hver retning, A_{sx} og A_{sy} , vurderes. Det blir tatt hensyn til at tøyningstilstander der nøytralaksen ligger nær trykksoneaksen kan føre til at noen av armeringsstengene ikke vil være aktive.

Basert på armeringsmengden kan det mekaniske armeringsforholdet, w_x og w_y , beregnes. Sammen med den dimensjonsløse aksialkraften, kan det dimensjonsløse momentet hentes fra figur 3.29. Dette brukes så til å regne ut momentkapasiteten i hver retning:

$$M_{Rd} = m \cdot b_s \cdot h_s^2 \cdot f_{ck}$$

Biaksial kapasitet kontrolleres etter EC2 - 5.8.9(4), ved å beregne at summen av momentene, justert med en eksponent a , tilfredsstiller kravet:

$$\left(\frac{M_{Ed.z}}{M_{Rd.z}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd.x}}\right)^a \leq 1$$

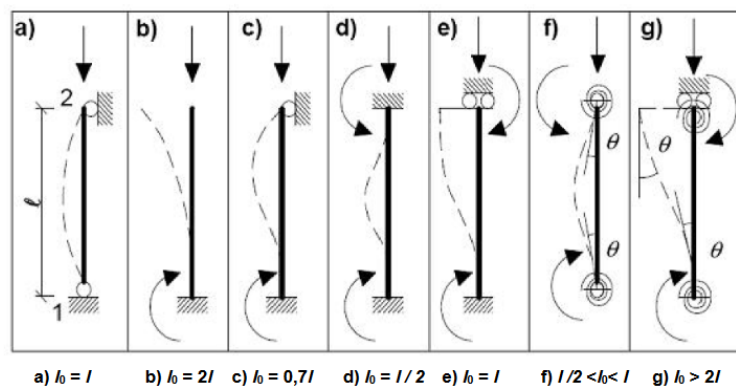
Eksponenten a bestemmes basert på forholdet mellom kapasiteten for rent aksialtrykk N_{Rd} og aksiallasten N_{Ed} .

$$a = \frac{N_{Rd}}{N_{Ed}}$$

3.7.3 Kontroll av slankhet

For å vurdere om søylen skal kontrolleres for tilleggsmoment som følge av forskyvning, må slankheten til søylene beregnes.

Søylens knekk lengde l_0 hentes fra EC2 - Tabell 5.7, vist i figur 3.30. Med utgangspunkt i det statiske systemet, velges alternativ d for fast innspenning i topp og bunn.



Figur 3.30: Knekk lengder og tilhørende effektive lengde, EC2 - Figur 5.7

For rektangulære og kvadratiske tverrsnitt med symmetrisk armering kan treghetsradien for urisset betongtverrsnitt i beregnes ved $i = \frac{h}{\sqrt{12}}$. Den geometriske slankheten λ blir da $\lambda = \frac{L_0}{i}$.

For trykkstaver av armert betong gir ikke det geometriske slankhetstallet λ en tilstrekkelig beskrivelse av stavens faktiske oppførsel. Stivheten til tverrsnittet varierer med aksialkraftnivå, krumning og armeringens mengde, plassering og kvalitet. Derfor er begrepet normalisert slankhet λ_n innført i EC2, NA.5.8.3.1(1), for å gi et mer presist mål på stavens virkelige slankhet. Uttrykket for å beregne normalisert slankhet er gitt ved:

$$\lambda_n = \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot w}}$$

Søylen som betraktes er uten tverrlast og med ender som ikke er sideveis forskyvelige, dermed kan slankhetsgrensen $\lambda_{n,lim}$ beregnes ved:

$$\lambda_{n,lim} = 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi$$

$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$ er forholdet mellom 1. ordens momentet i topp og bunn av søylen. Det må i begge tilfeller legges ved et tilleggsmoment på grunn av eksentrisitet e_i , som regnes ved $M = N_{Ed} \cdot e_i$. Da søylene beregnes som enkeltsøyler i avstivende systemer, kan forenklingen $e_i = \frac{l_0}{400}$ brukes, etter EC2-5.2(7).

Reduksjonsfaktoren $A_\varphi = \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}}$ justerer for effekten av tilleggsmomenter og redusert stivhet i søylen.

Dersom $\lambda_n < \lambda_{n,lim}$ anses ikke søylen som slank, og det kreves ikke at 2. ordens momenter inkluderes i dimensjoneringen.

3.7.4 Skjærkraftkapasitet

Midtsøylen og endesøylen ble vurdert for skjærkapasitet basert på lastverdiene hentet fra modellen i *Focus Konstruksjon*. Formålet var å vurdere om det foreligger et beregningsmessig behov for skjærarmering i søylene. Midtsøylen hadde lav opptredende skjærkraft, og ble derfor ikke vurdert videre. Endesøylen hadde høyere skjærpåkjenning og ble kontrollert for skjærkapasitet i henhold til EC2 - 6.2.2, 6.2.3 og 9.5.3.

Først kontrolleres skjærkraftkapasiteten til betongen alene, uten skjærarmering, ved hjelp av uttrykket for $V_{Rd,c}$. Dersom det ikke er tilstrekkelig, beregnes nødvendig mengde skjærarmering

A_{sw} og senteravstand mellom bøyler s . A_{sw} kontrolleres så mot minimumsarmering $A_{sw.min}$, og s kontrolleres mot maksimal senteravstand $s_{cl.max}$.

3.8 Verktøy

I dette kapitlet presenteres programvarene som er benyttet i arbeidet med dimensjonering og analyse av byggets konstruksjon. Bruken av digitale verktøy har vært avgjørende for å sikre presisjon og effektivitet i beregningene.

Hvert verktøy har hatt en spesifikk rolle i prosjektet, fra detaljerte beregninger og modellering til visuell fremstilling og lastanalyse. Valget av verktøy er gjort med hensyn til deres relevans for oppgaven.

Mathcad Prime

For å sikre oversikt og kontroll er Mathcad Prime benyttet som hovedverktøy for dokumentering av håndberegninger. Her er alt dokumentert og systematisert, og inkluderes som vedlegg til rapporten.

Focus Konstruksjon

For kontroll av lastvirkninger er Focus Konstruksjon benyttet. Programmet er brukt til å etterprøve håndberegninger og generere moment-, skjær- og aksialkraftdiagrammer.

Tekla

Byggmodellen vi har arbeidet med ble levert av samarbeidende bedrift (NODE) i Tekla Structures. Denne modellen er benyttet som visuelt og geometrisk grunnlag gjennom hele prosjektet, og har vært nyttig for å lage det statiske systemet

Archicad

Til illustrasjon av system og lastnedføring er det utarbeidet egne modeller i Archicad, som er brukt for å vise hvordan vertikale laster fordeles gjennom bjelker, søyler og dekkekonstruksjoner ned til fundament.

4 Resultater

Dette kapitlet presenterer de viktigste resultatene fra prosjekteringen av bæresystemet, inkludert påførte laster, lastvirkninger og dimensjonerende kapasitet for hulldekker, bjelker og søyler.

4.1 Laster

Dette delkapitlet presenterer de ulike lastene som er benyttet i beregningsgrunnlaget for konstruksjonen.

4.1.1 Egenlaster

Hulldekke

Karakteristisk egenlast ble beregnet til:

$$g_{Ek_{HD}} = 5.698 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende egenlast ble beregnet til:

$$g_{Ed_{HD}} = 6.837 \text{ kN/m}$$

Bjelke

Karakteristisk egenlast ble beregnet til:

$$g_{Ek_{bjelke}} = 30 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende egenlast for bjelken ble beregnet til:

$$g_{Ed_{bjelke}} = 36 \text{ kN/m}$$

Bærevegger

Karakteristisk egenlast ble beregnet til:

$$g_{Ek_{bærevegg}} = 17.188 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende egenlast for bærevegger ble beregnet til:

$$g_{Ed_{\text{bærevegg}}} = 20.625 \text{ kN/m}$$

Nyttelast

Den karakteristiske nyttelasten for bolig er gitt i EC1, del 1-1-tabell 6.2:

$$p = 2 \text{ kN/m}^2$$

Etasjereduksjonsfaktor for karakteristisk nyttelast er beregnet iht. EC1, del 1-1-6.3.1.2:

$$\alpha_n = 0.8$$

Den karakteristiske nyttelasten med reduksjonsfaktor blir dermed:

$$p_{Ek} = 1.6 \text{ kN/m}^2$$

Den dimensjonerende nyttelasten blir dermed:

$$p_{Ed} = 1.6 \text{ kN/m}^2$$

Snølast

Den karakteristiske snølasten på mark er gitt i EC1, del 1-3-tabell NA.4.1(901):

$$s_k = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Den karakteristiske snølasten på tak er beregnet iht. EC1, del 1-3-5.2:

$$s_{Ek} = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

Den dimensjonerende snølasten på tak er beregnet til:

$$s_{Ed} = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

Vindlast

Basisvindhastigheten er beregnet etter EC1, Del 1-4 - NA.4.2(2):

$$V_b = 29 \text{ m/s}$$

Middelvind er beregnet etter EC1, Del 1-4 - 4.3.1(1):

$$V_m(Z) = 7.141 \text{ m/s}$$

Vindturbulens er beregnet etter EC1, Del 1-4 - 4.4(1):

$$l_v(Z) = 0.893$$

Vindkasthastighetstrykk er beregnet etter EC1, Del 1-4 - 4.5(1):

$$q_p(Z) = 231.183 \text{ N/m}^2$$

Dimensjonerende vindtrykk og sug:

$$h_{Ed.y} = 10.2 \text{ kN/m}$$

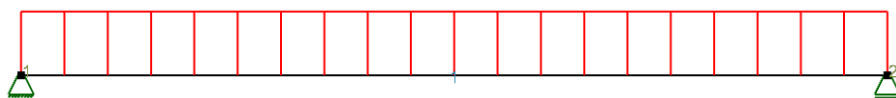
$$h_{Ed.x} = 6.797 \text{ kN/m}$$

4.2 Resultater for Hulldekke

Dette delkapittelet presenterer de beregnede resultatene for hulldekket i konstruksjonen.

4.2.1 Lastvirkning og lastdiagrammer

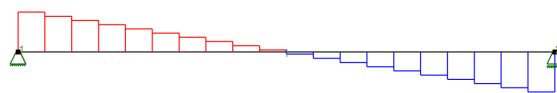
Moment- og skjærkraftdiagram fra ytre laster (egenlast og nyttelast), er illustrert i figur 4.2. Mens momentdiagrammet som oppstår på grunn av spennkraftens eksentrisitet er illustrert i figur 4.1.



Figur 4.1: Hulldekke: Moment fra forspenning

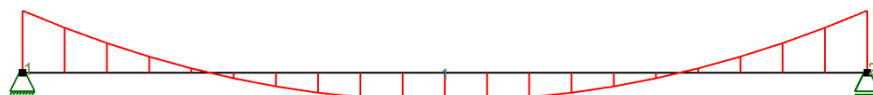


Figur 4.2: Hulldekke: Moment fra egen- og nyttelast



Figur 4.3: Hulldekke: Skjærkraft fra egen- og nyttelast

Resultatet av den totale momentfordelingen i elementet er dermed summen av disse komponentene, som illustrert i figur 4.4



Figur 4.4: Hulldekke: Moment fra forspenning, egen- og nyttelast

4.2.2 Resultater for kapasitetskontroll av hulldekket i ULS

Momentkapasitet

Balansert tverrsnitt og balansert armeringsmengde:

$$\alpha_b = 0.69$$

$$A_{p,b} = 4372 \text{ mm}^2$$

$$A_p = 750 \text{ mm}$$

$$A_p < A_{p,b} \Rightarrow \text{underarmert tverrsnitt.}$$

$$\text{Gjeldende } \alpha = \frac{f_{pd} \cdot A_p}{\lambda \cdot \eta \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.118$$

Kontrollerer om trykksonen havner i flens:

$$\alpha \cdot d = 42.65 \text{ mm}$$

$$t_{ts} = 100 \text{ mm}$$

$$t_{ts} > \alpha \cdot d \Rightarrow \text{kan regnes som et vanlig rektangulært tverrsnitt.}$$

Dimensjonert momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 358 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = 326 \text{ kNm}$$

Huldekket har tilstrekkelig momentkapasitet etter lang tid:

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Skjærkapasitet

Dimensjonerende skjærkraft ved opplegg:

$$V_{Ed.red} = 67.4 \text{ kN}$$

Dimensjonert skjærkapasitet:

$$V_{Rd.c} = 112.7 \text{ kN}$$

Ingen beregningsmessig behov for skjærarmering:

$$V_{Rd.c} > V_{Ed.red}$$

4.2.3 Langs- og tverrgående armering

Snitt 1-1

Strekraft fra bøyemoment og aksialkraft:

$$S = 66 \text{ kN}$$

Minimum strekkraft:

$$T_2 = 136 \text{ kN}$$

Dimensjonerende strekkraft:

$$S_{Ed} = \max(S, T_2) = 136 \text{ kN}$$

Nødvendig langsgående armering:

$$A_{sm.1-1} = 314 \text{ mm}^2$$

Snitt 2-2

Armeringsmengde som følge av bøyemoment og aksialkraft:

$$A_{sm1} = 125.2 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde som følge av skjærkraft:

$$A_{sm2} = 77 \text{ mm}^2$$

Total armeringsmengde:

$$A_{sm.2-2} = A_{sm1} + A_{sm2} = 202 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde basert på snitt 1-1 og snitt 2-2:

$$A_{sm.min} = \max(A_{sm.1-1}, A_{sm.2-2}) = 314.448 \text{ mm}^2$$

Velger langsgående armering:

$$A_{sl} = \phi_{20} = 314.159 \text{ mm}^2$$

Snitt 4-4, tverrarmering i hvert separate hulldekke

Armeringsmengde som følge av skjærkraft:

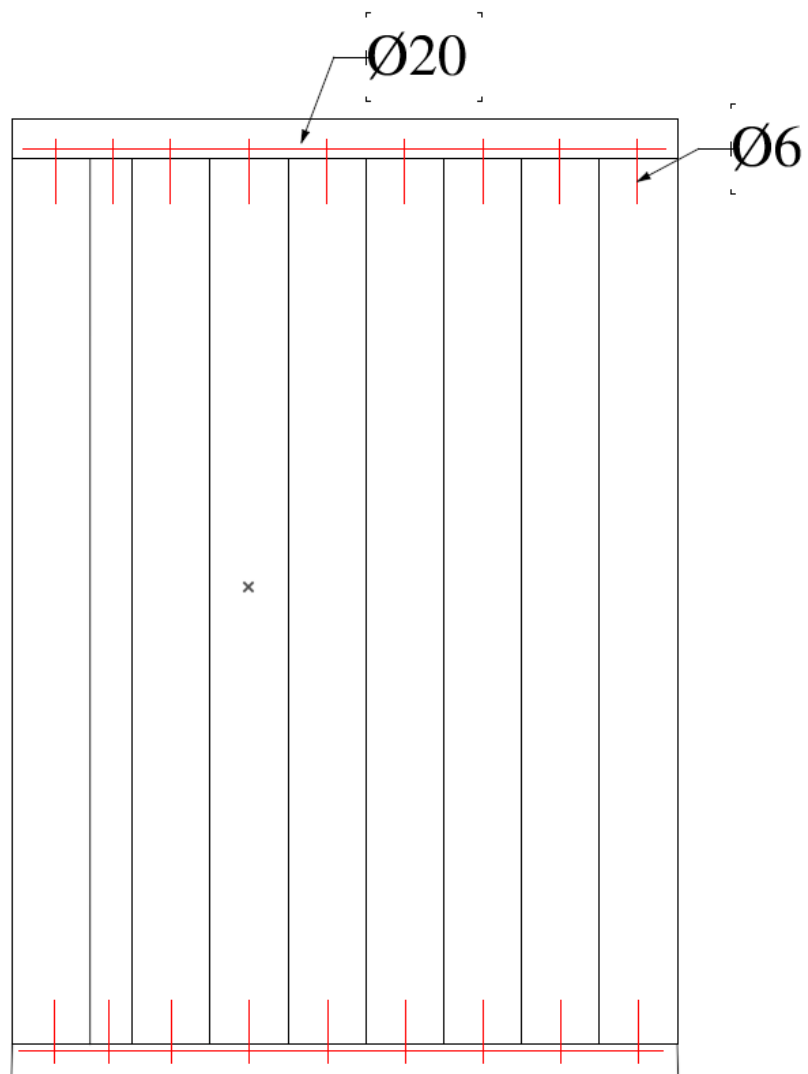
$$A_{sV} = -1244 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering:

$$A_{sV.min} = 28 \text{ mm}^2$$

Velger tverrarmering:

$$A_{st} = \phi_6 = 28.2 \text{ mm}^2$$

Armeringstegning: Langs- og tversgående armering

Figur 4.5: Langs- og tversgående armering

4.2.4 Resultater for kapasitetskontroll av hulldekket i SLS**Spenninger i betongen ved overføring**

E-modulen etter 3 dager er beregnet til: $E_{cm(t=3)} = 31820 \text{ MPa}$

Lastvirkninger ved opplegg:

$$N_P = -960 \text{ kN} \quad \text{og} \quad M_P = -154.682 \text{ kNm}$$

Lastvirkninger midt på spenn:

$$N_P = -960 \text{ kN} \quad \text{og} \quad M = M_P + M_g = -22.266 \text{ kNm}$$

Bregnede spenninger ved overføring er illustrert i tabell4.1:

Kontrollpunkt	Spenningsfordeling i tverrsnittet	Verdi [MPa]
Ved oppleggene	Øvre fiber (strekk)	3.451
	Nedre fiber (trykk)	-11.974
	På nivå med spennarmeringen	-10.586
Midt på spenn	Øvre fiber (trykk)	-3.247
	Nedre fiber (trykk)	-5.467
	På nivå med spennarmeringen (trykk)	-5.267

Tabell 4.1: Spenninger i betongen ved overføring

Trykk- og strekkspenninger i betong ble vurdert mot grensene:

$$\sigma_{c,trykk} \leq 0.7f_{ck} = 31.5 \text{ MPa} \quad \text{og} \quad \sigma_{c,strekk} \leq f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa},$$

Spenninger med hensyn til langtidseffekten av elastisk deformasjon og kryp

Kryptallene ved de forskjellige belastningstidspunktene, ble beregnet til:

$$\varphi_{(\infty,3)} = 2.833 \quad \text{og} \quad \varphi_{(\infty,28)} = 1.862 \quad \text{og} \quad \varphi_{(28,3)} = 1.155$$

Som førte til følgende langtids E-moduler:

$$E_{cL(\infty,3)} = 9392 \text{ MPa} \quad \text{og} \quad E_{cL(\infty,28)} = 12580 \text{ MPa} \quad \text{og} \quad E_{cL(28,3)} = 16710 \text{ MPa}$$

Den midlere E-modulen brukt for spenningsberegning resulterte i:

$$E_{\text{middel}} = 9732 \text{ MPa}$$

Lastvirkningene midt på spennet:

$$N_P = -960 \text{ kN} \quad \text{og} \quad M = M_P + M_g + M_p = 31.229 \text{ kNm}$$

Bregnede spenninger med hensyn til langtidseffekten av elastisk deformasjon og kryp, er illustrert i tabell 4.2:

Kontrollpunkt	Spenningsfordeling i tverrsnittet	Verdi [MPa]
Midt på spenn	Øvre fiber (trykk)	-5.712
	Nedre fiber (trykk)	-2.786
	På nivå med spennarmeringen (trykk)	-3.049

Tabell 4.2: Spenninger i betongen med langtidseffekten av elastisk deformasjon og kryp

Endring i spennarmering på grunn av elastisk deformasjon og kryp:

$$\Delta\sigma_{P_{kryp}} = -61.097 \text{ MPa}$$

Tøyning i spennarmeringen på grunn av elastisk deformasjon og kryp:

$$\epsilon_{P_{kryp}} = -3.133 \cdot 10^{-4}$$

Spenninger med hensyn til langtidseffekten av svinn

Den totale svinntøyningen er beregnet til:

$$\epsilon_{cs} = 6.63 \cdot 10^{-4}$$

Svinn fører til ytterlige laster midt på spennet:

$$N_s = 96.963 \text{ kN} \quad \text{og} \quad M_s = 14.915 \text{ kNm}$$

Bregnede spenninger med hensyn til langtidseffekten av svinn, er illustrert i tabell 4.3:

Kontrollpunkt	Spenningsfordeling i tverrsnittet	Verdi [MPa]
Midt på spenn	Øvre fiber (trykk)	-0.313
	Nedre fiber (strekk)	1.085
	På nivå med spennarmeringen (strekk)	0.959

Tabell 4.3: Spenningsendringen i betongen med langtidseffekten av svinn

Endring i spennarmering på grunn av svinn:

$$\Delta\sigma_{P_{svinn}} = 148.496 \text{ MPa}$$

Tøyning i spennarmeringen på grunn av svinn:

$$\epsilon_{P_{svinn}} = 7.615 \cdot 10^{-4}$$

Spenninger med hensyn til langtidseffekten av relaksasjon

Den absolutte verdien av relaksasjonstapet i forspenningen er beregnet til:

$$\Delta\sigma_{pr} = 47.382 \text{ MPa}$$

Relaksasjon fører til ytterlige laster midt på spennet:

$$N_{pr} = 35.537 \text{ kN} \quad \text{og} \quad M_{pr} = 5.466 \text{ kNm}$$

Beregnete spenninger med hensyn til langtidseffekten av relaksasjon, er illustrert i tabell 4.4:

Kontrollpunkt	Spenningsfordeling i tverrsnittet	Verdi [MPa]
Midt på spenn	Øvre fiber (trykk)	-0.115
	Nedre fiber (strekk)	0.398
	På nivå med spennarmeringen (strekk)	0.351

Tabell 4.4: Spenningsendringen i betongen med langtidseffekten av relaksasjon

Endring i spennarmering på grunn av relaksasjon:

$$\Delta\sigma_{P_{relaksasjon}} = 7.042 \text{ MPa}$$

Tøyning i spennarmeringen på grunn av relaksasjon:

$$\epsilon_{P_{relaksasjon}} = 3.611 \cdot 10^{-5}$$

Total spenning med hensyn til alle langtidseffekter

Kontrollpunkt	Spenningsfordeling i tverrsnittet	Verdi [MPa]
Midt på spenn	Øvre fiber (trykk)	-6.139
	Nedre fiber (trykk)	-1.304
	På nivå med spennarmeringen (trykk)	-1.739

Tabell 4.5: Total spenning med hensyn til alle langtidseffekter

Spenning i spennarmeringen etter alle lagtidseffekter:

$$\sigma_P = 1054 \text{ MPa}$$

Kontroll av deformasjoner

Oppbøyning ved overføring ble beregnet til:

$$\delta_1 = 8.071 \text{ mm}$$

Oppbøyning umiddelbart etter påføring av permanente laster ble beregnet til:

$$\delta_2 = 14.008 \text{ mm}$$

Oppbøyning etter lang tid uten nyttelast ble beregnet til:

$$\delta_3 = 12.743 \text{ mm}$$

Nedbøyning etter langt tid med full nyttelast ble beregnet til:

$$\delta_4 = 9.131 \text{ mm}$$

Deformasjonene er kontrollert iht anbefalte krav for maksimale deformasjoner i BEB Tabell C 1.6, illustrert i figur 4.6. I tillegg til grenseverdiene beskrevet i EC2 - 7.4.1, som er følgende:

$$\text{Grenseverdi for utseende og generell brukbarhet: } \frac{L}{250} = 54.54 \text{ mm}$$

$$\text{Grenseverdi etter ferdig bygging: } \frac{L}{500} = 27.27 \text{ mm}$$

Punkt i deformasjons-forløpet	Type bygg	Bjelker	Ribbeplater	Hulldekker		
				Selvutjevnenende masse	Påstøp	Tekking
1 (δ_1)	Industri	$\leq l/200$	$\leq l/200 \leq 40$	$\leq l/400 \leq 30$	$\leq l/300 \leq 30$	$\leq l/300 \leq 40$
	Kontor	$\leq l/300$	$\leq l/300 \leq 30$	$\leq l/500 \leq 20$	$\leq l/400 \leq 25$	$\leq l/300 \leq 30$
	Bolig	$\leq l/400$	$\leq l/400 \leq 25$	$\leq l/500 \leq 15$	$\leq l/400 \leq 20$	$\leq l/400 \leq 30$
3 (δ_3)	Industri			≥ 0		
	Kontor	≥ 0		$\approx \delta_1 > 0$		
	Bolig	≥ 0		$\approx \delta_2 > 0$		
4 (δ_4)	Industri	$\geq -l/300 \geq -40$		$\geq -l/300 \geq -30$		
	Kontor	$\geq -l/400 \geq -30$	$\geq -l/400 \geq -25$	$\geq -l/400 \geq -25$		
	Bolig			$\geq -l/500 \geq -20$		

Figur 4.6: Anbefalte maksimale deformasjoner for forspente elementer [6]

4.3 Resultater for bjelken

Dette delkapittelet presenterer de beregnede resultatene for bjelken i konstruksjonen.

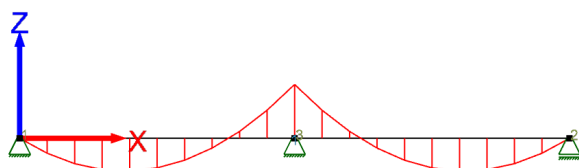
4.3.1 Lastvirkning og lastdiagrammer

De beregnede lastsituasjonene som er tatt utgangspunkt i for å finne de dimensjonerende lastvirkningene er illustrert i figur 4.6

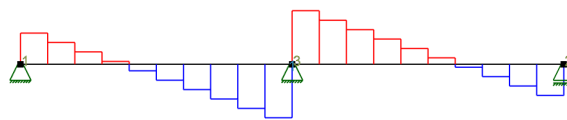
	Lastsituasjon 1	Lastsituasjon 2
Maks feltmoment [kNm]	1564	1711
Maks støttemoment [kNm]	-2780	-2417
Maks skjærkraft [kN]	2712	2712

Tabell 4.6: Lastsituasjoner for bjelke

I figur 4.8 og 4.7 illustreres moment og skjærkraftdiagram for lastsituasjon 1:

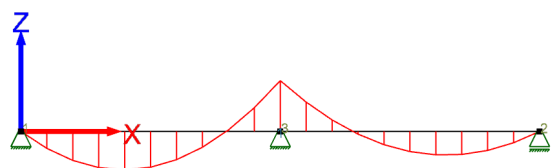


Figur 4.7: Skjærkraft - Bjelke, lastsituasjon 1

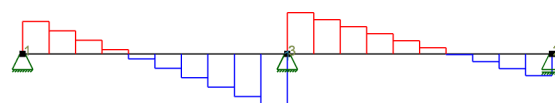


Figur 4.8: Moment - Bjelke, lastsituasjon 1

I figur 4.10 og 4.9 illustreres moment og skjærkraftdiagram for lastsituasjon 2:



Figur 4.9: Skjærkraft - Bjelke, lastsituasjon 2



Figur 4.10: Moment - Bjelke, lastsituasjon 2

4.3.2 Resultater for kapasitetskontroll av bjelken i ULS

Momentkapasitet

Dimensjonerende momenter er beregnet til:

$$M_{Ed, \text{felt}} = 1711 \text{ kNm} \quad \text{og} \quad M_{Ed, \text{støtte}} = -2780 \text{ kNm}$$

Dimensjonert momentkapasitet er:

$$M_{Rd} = 8999 \text{ kNm}$$

Kapasiteten er tilfredstillt da $M_{Rd} > M_{Ed}$

Armering – Dimensjonering og valg

Nødvendig armeringsareal ble beregnet til:

$$A_{s, \text{felt}} = 4160 \text{ mm}^2 \quad \text{og} \quad A_{s, \text{støtte}} = 6759 \text{ mm}^2$$

Valgt armering er spesifisert i tabell 4.7, og kontrollresultatene er oppsummert i tabell 4.8.

Posisjon	Armeringsareal [mm ²]	Valgt armering
Felt (underkant)	4418	9 $\phi 25$
Midtstøtte (overkant)	6872	14 $\phi 25$
Felt (overkant)	2454	5 $\phi 25$

Tabell 4.7: Valgt armering i bjelken

$A_{s, \text{min}}$ [mm ²]	$A_{s, \text{max}}$ [mm ²]
2238	48000

Tabell 4.8: Minimums- og maksimumsarmering for bjelken

Avstand mellom langsgående armering

Valgt avstand mellom armeringsstengene i underkant og overkant er henholdsvis:

$$a_{\text{underkant}} = 80 \text{ mm} \quad \text{og} \quad a_{\text{overkant midtstøtte}} = 90 \text{ mm} \quad \text{og} \quad a_{\text{overkant}} = 190 \text{ mm}$$

Avstanden tilfredsstiller minimum klaring mellom stenger:

$$a_{\min} \geq \max(k_1 \cdot \phi, 20 \text{ mm}, d_g + k_2) = 50 \text{ mm}$$

For den buntede armeringen med en ekvivalent diameteren tilsvarende: $\phi_2 = \phi \cdot \sqrt{2} = 35.355 \text{ mm}$, er minimum avstand:

$$a_{\min} \geq \max(k_1 \cdot \phi_2, 20 \text{ mm}, d_g + k_2) = 70.711 \text{ mm}$$

Forankringslengde ved midtstøtte

Forankringslengden ved midtstøtte er beregnet:

$$l_{bd} = 762.407 \text{ mm}$$

Forankringslengden er kontrollert mot minimumskravet i EC2-8.4.4(1):

$$l_{b,min} = \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$$

Skjærkontroll

Redusert dimensjonerende skjærkraft er beregnet til:

$$V_{Ed,red} = 1753 \text{ kN}$$

Kapasitetsgrenser er presentert i tabell 4.9:

Parameter	Verdi [kN]
$V_{Rd,c}$	723.475
$V_{Rd,c,min}$	536.5
$V_{Rd,max}$	5950

Tabell 4.9: Kontroll av skjærkapasitet

$V_{Ed,red} > V_{Rd,c} \Rightarrow$ skjærarmering påkrevd. Dimensjonerende skjærarmering per lengdeenhet er:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1.659 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Valgt bøylediameter: $\phi_w = 20 \text{ mm}$ Valgt senteravstand: $s = 350 \text{ mm}$

Dette er kontrollert mot maksimal senteravstand, $s_{l,max} = 0.6 \cdot h' \cdot (1 + \cot\alpha) = 639 \text{ mm}$

Nødvendig minimumsarmering for høye bjelker ble beregnet til:

$$A_{s.dbmin} = 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$$

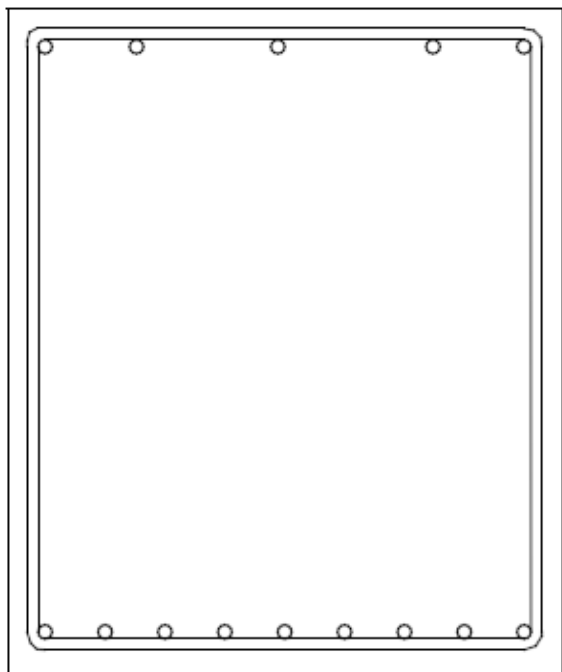
Maksimal senteravstand mellom stengene i rutenettet ble beregnet til:

$$s_{max} = 300 \text{ mm}$$

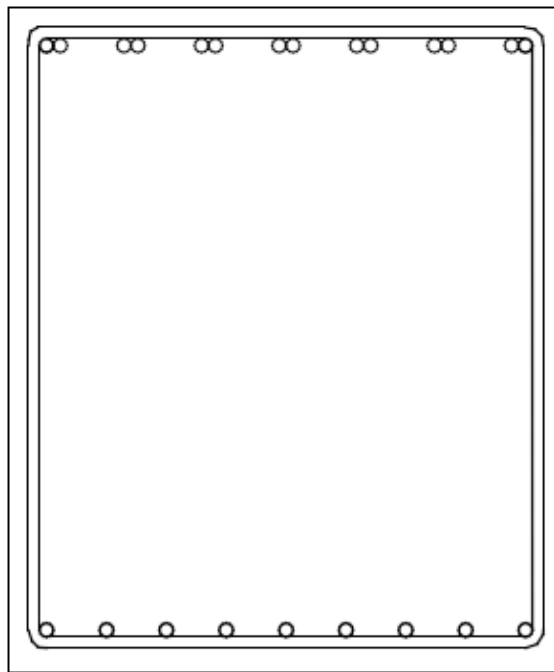
Det legges to lag med $\phi 12$ armeringsnett med $s = 150 \text{ mm}$, i hver retning per flate.

4.3.3 Armeringstegninger for bjelken

Figur 4.11 og 4.12 illustrerer den valgte armeringen ved de aktuelle snittene på bjelken.

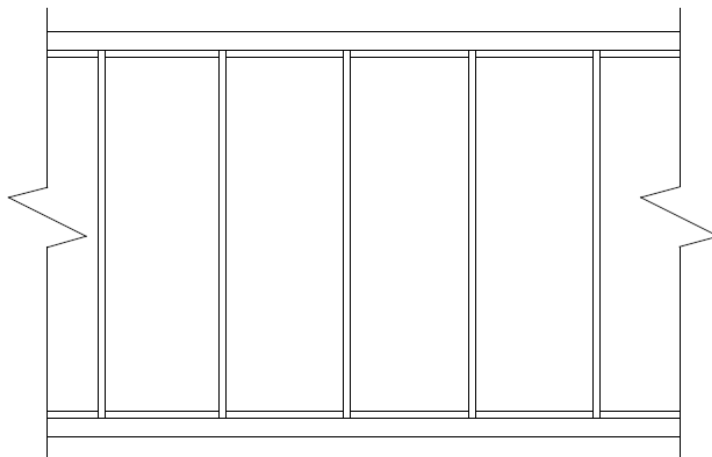


Figur 4.11: Armeringstegning: midt på felt



Figur 4.12: Armeringstegning: ved midtopplegg

Figur 4.13 illustrerer den valgte skjærarmeringen i bjelken.



Figur 4.13: Skjærarmeringen i bjelken

4.3.4 Resultater for kapasitetskontroll av bjelken i SLS

Spenninger i betong og armering etter 28 dager

Kontrollpunkt	Spenningskomponent	Verdi [MPa]
Felt	Betong øvre fiber (trykk)	-5.555
	Betong nedre fiber (strekk)	5.555
	Armering	284.239
Midtstøtte	Betong øvre fiber (strekk)	9.149
	Betong nedre fiber (trykk)	-9.149
	Armering	312.841

Tabell 4.10: Spenninger i betong og armering etter 28 dager

Trykk- og strekkspenninger i betong ble vurdert mot grensene:

$$\sigma_{c,trykk} \leq 0.6f_{ck} = 27 \text{ MPa} \quad \text{og} \quad \sigma_{c,strekk} \leq f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa},$$

Strekkspenninger i armeringen ble vurdert mot:

$$\sigma_s \leq 0.8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

Langtidseffekter og spenningsendring i armering

Kryptallene ved de forskjellige belastningstidspunktene, ble beregnet til:

$$\varphi_{(\infty,3)} = 2.445 \quad \text{og} \quad \varphi_{(\infty,28)} = 1.607$$

Som førte til følgende langtids E-moduler:

$$E_{cL(\infty,3)} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty,3)}} = 10450 \text{ MPa} \quad \text{og} \quad E_{cL(\infty,3)} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty,28)}} = 13810 \text{ MPa}$$

Den midlere E-modulen brukt for spenningsberegning resulterte i:

$$E_{\text{middel}} = 13610 \text{ MPa}$$

Total svinntøyning for betongen er estimert til $\varepsilon_{cs} = 5.115 \cdot 10^{-4}$.

Svinntøyningen fører til en spenningsøkning i armeringen, som ved midtstøtten er:

$$\Delta\sigma_{s,\text{svinn}} = 94.55 \text{ MPa}$$

Den totale armeringsspenningen ved midtstøtten etter langtidsvirkning (inkludert svinn og kryp) er dermed:

$$\sigma_s^{\text{langtid}} = 420.722 \text{ MPa}$$

Denne spenningen er videre benyttet i beregning av rissvidde.

Rissvidde

Rissvidden ble beregnet etter henholdsvis 28 dager (påføring av all last) og etter lang tid:

$$w_k^{28 \text{ dager}} = 0.28 \text{ mm} \quad \text{og} \quad w_k^{\text{langtid}} = 0.385$$

som begge tilfredsstiller grenseverdien $w_{max} = 0.4 \text{ mm}$

Nedbøyning

Forenklet kontroll av nedbøyning ble brukt. Beregnet spennvidde-høydeforhold:

$$\left(\frac{L}{d}\right) = 4.525,$$

ble sammenlignet med grenseverdi:

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{\text{grenseverdi}} = 30.49$$

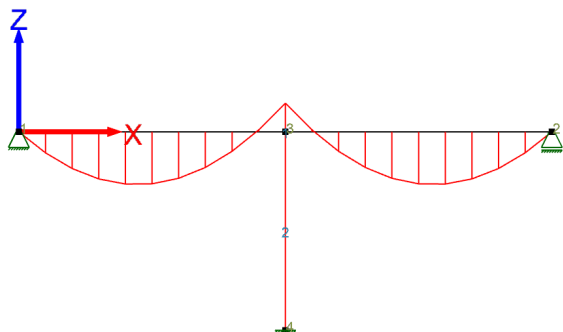
Eksplisitt beregning av nedbøyning er ikke nødvendig da $(\frac{L}{d}) \leq (\frac{L}{d})_{\text{grenseverdi}}$

4.4 Resultater for kapasitetskontroll av søyler

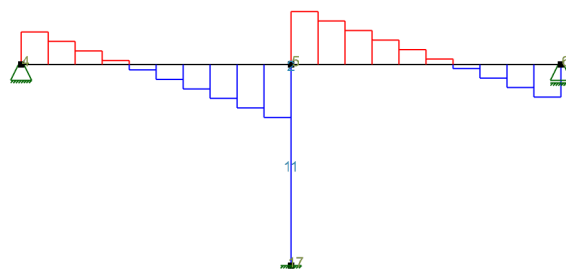
Dette delkapittelet presenterer de beregnede resultatene for søylene i konstruksjonen.

4.4.1 Resultater for midtsøyle

Lastdiagram for lastsituasjon 1 er illustrert i figur 4.14 og 4.15:

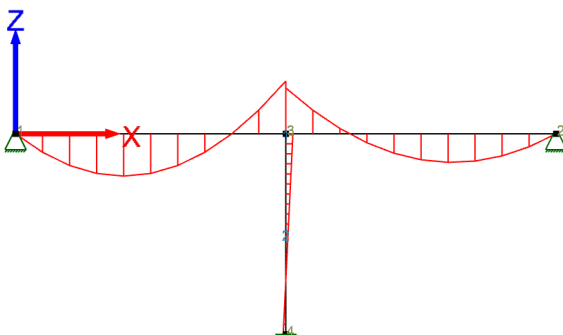


Figur 4.14: Midtsøyle: lastsituasjon 1, moment

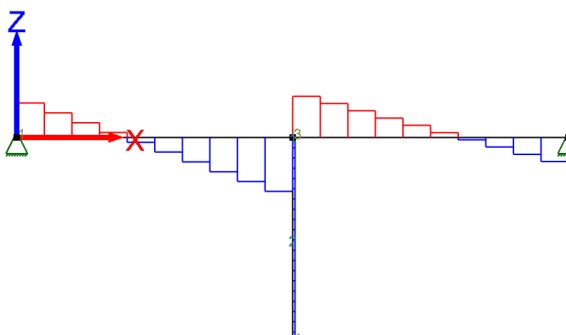


Figur 4.15: Midtsøyle: lastsituasjon 1, skjærkraft

Lastdiagram for lastsituasjon 2 er illustrert i figur 4.16 og 4.17:



Figur 4.16: Midtsøyle: lastsituasjon 2, moment



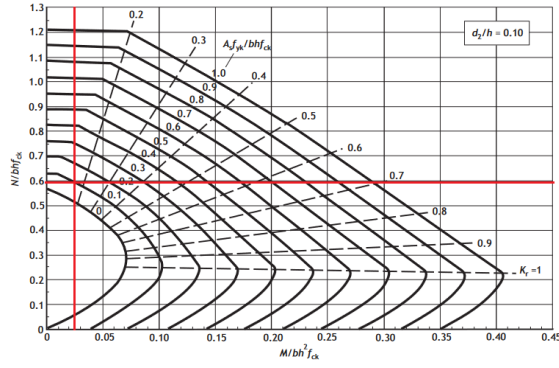
Figur 4.17: Midtsøyle: lastsituasjon 2, skjærkraft

	Lastsituasjon 1	Lastsituasjon 2
Moment søyletopp [kNm]	108 (e_0)	291
Aksialkraft [kN]	5425	4688

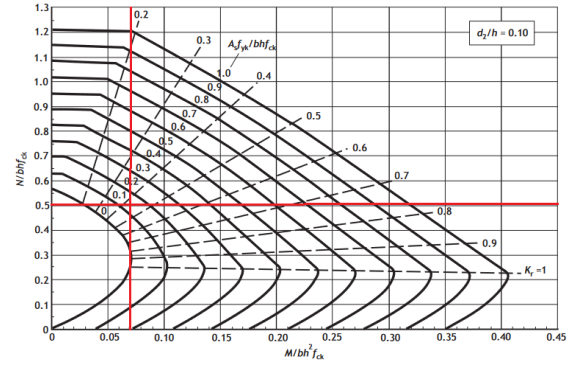
Tabell 4.11: Lastsituasjoner for bjelke

Armering - Dimensjonering og valg

Lastsituasjon 1 og 2 blir sammenlignet ved å benytte dimensjonsløse m-n diagram.



Figur 4.18: m-n diagram, lastsituasjon 1



Figur 4.19: m-n diagram, lastsituasjon 2

$w_2 > w_1 \Rightarrow$ Lastsituasjon 2 er dimensjonerende.

Armeringsmengde $A_{s,s}$ beregnes for hver side av søylen:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{A_s}{2} = \frac{w_2 \cdot b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}}{2 \cdot f_{yk}} = 1276 \text{ mm}^2$$

Valgt armeringsmengde:

$$A_{s,s} = 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 1473 \text{ mm}^2$$

Toakset momentkapasitet

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed,x} = 290.93 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = N_{Ed,2} \cdot e_0 = 93.77 \text{ kNm}$$

Armeringsmengde med bøyning om y-aksen:

$$A_{sy1} = A_{sy2} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_s}{2}\right)^2 = 981 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde med bøyning om x-aksen:

$$A_{sx1} = A_{sx2} = A_{s,s} = 1473 \text{ mm}^2$$

Det mekaniske armeringsforholdet:

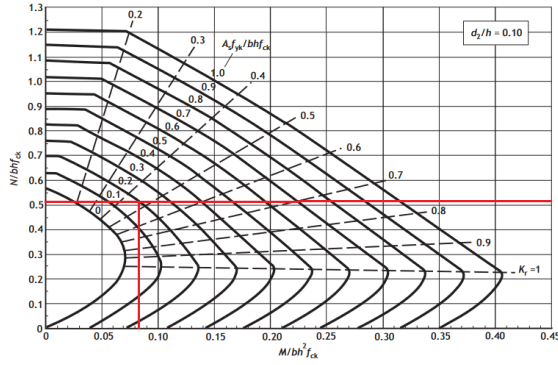
$$w_x = \frac{(A_{sx1} + A_{sx2}) \cdot f_{yk}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.197$$

$$w_y = \frac{(A_{sy1} + A_{sy2}) \cdot f_{yk}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.108$$

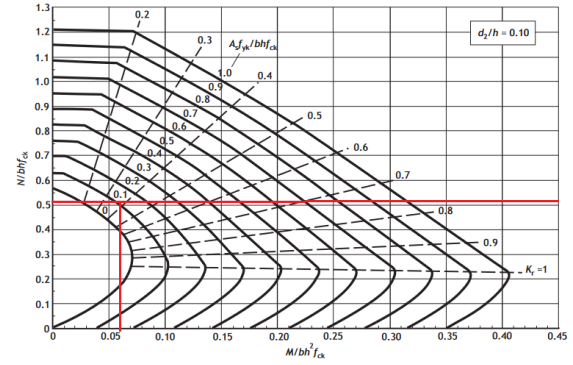
Den dimensjonsløse aksialkraften:

$$n = \frac{N_{Ed}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.515$$

Dimensjonsløse m-n diagram, som vist i figur 4.20 og 4.21, benyttes for å finne momentkapasiteten om x-aksen og y-aksen.



Figur 4.20: m-n diagram, om x-aksen



Figur 4.21: m-n diagram, om y-aksen

$$M_{Rd.x} = m_x \cdot b_s \cdot h_s^2 \cdot f_{ck} = 328 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd.y} = m_y \cdot b_s \cdot h_s^2 \cdot f_{ck} = 254 \text{ kNm}$$

Kapasitetskontroll ved aksialkraft og moment om to akser EC2 - 5.8.9(4):

$$\left(\frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd.x}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}}\right)^a = 0.987 \leq 1$$

Kontroll av slankhet

Normalisert slankhet:

$$\lambda_n = 4.211$$

Slankhetsgrense:

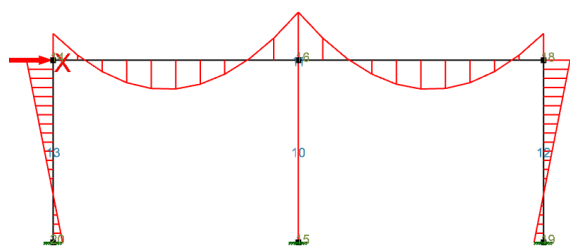
$$\lambda_{n.lim} = 33.396$$

Slanketskriterium:

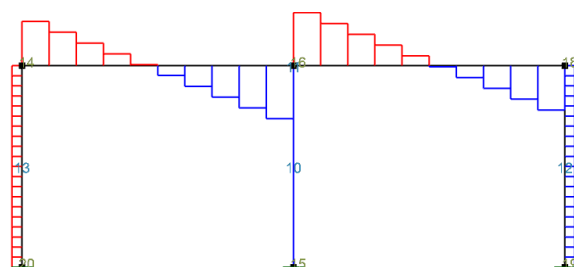
$$\lambda_n \leq \lambda_{n.lim} \Rightarrow \text{søylen er ikke slank.}$$

4.4.2 Resultater for endesøyle

Lastdiagram for lastsituasjon 1:

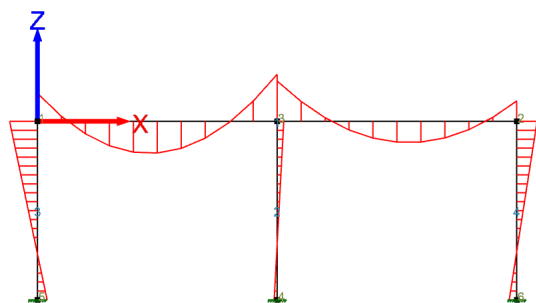


Figur 4.22: Endesøyle: Lastsituasjon 1, moment

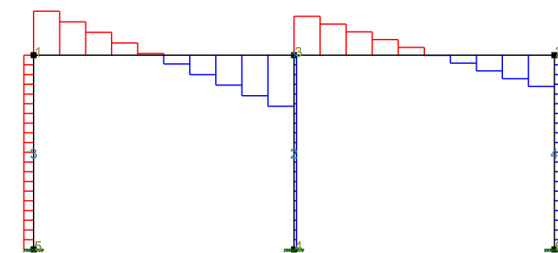


Figur 4.23: Endesøyle: Lastsituasjon 1, skjærkraft

Lastdiagram for lastsituasjon 2:



Figur 4.24: Endesøyle: lastsituasjon 2, moment



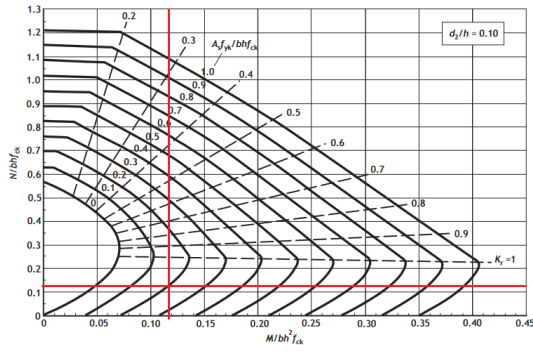
Figur 4.25: Endesøyle: lastsituasjon 2, skjærkraft

	Lastsituasjon 1	Lastsituasjon 2
Moment søyletopp [kNm]	1146	1124
Aksialkraft [kN]	2054	2021

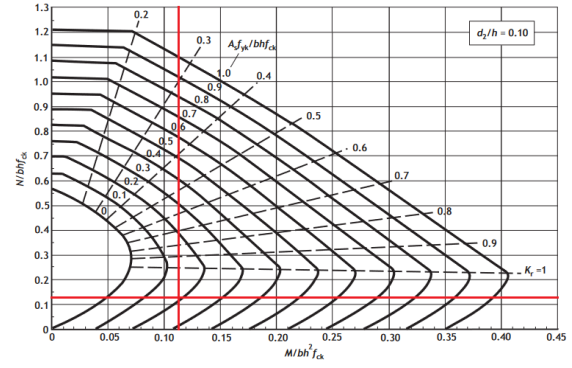
Tabell 4.12: Lastsituasjoner for bjelke

Armering - Dimensjonering og valg

Lastsituasjon 1 og 2 blir sammenlignet ved å benytte dimensjonsløse m-n diagram, som vist i figur 4.26 og 4.27.



Figur 4.26: m-n diagram, lastsituasjon 1



Figur 4.27: m-n diagram, lastsituasjon 2

$w_1 > w_2 \Rightarrow$ lastsituasjon 1 er dimensjonerende.

Armeringsmengde $A_{s,s}$ beregnes for hver side av søylen:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{A_s}{2} = \frac{w_1 \cdot b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}}{2 \cdot f_{yk}} = 3321 \text{ mm}^2$$

Dimensjonerende armeringsmengde:

$$A_{s,s} = 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 3436 \text{ mm}^2$$

Avstand mellom armeringsstenger og minimum avstand mellom armeringsstenger:

$$a_s = 54.167 \text{ mm} > a_{min} = 50 \text{ mm}$$

Toakset momentkapasitet

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed,x} = 1146 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = N_{Ed,1} \cdot e_0 = 41 \text{ kNm}$$

Armeringsmengde med bøyning om x-aksen:

$$A_{sx1} = A_{sx2} = A_{s,s} = 3436 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde med bøyning om y-aksen:

$$A_{sy1} = A_{sy2} = 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right) = 2945 \text{ mm}^2$$

Det mekaniske armeringsforholdet:

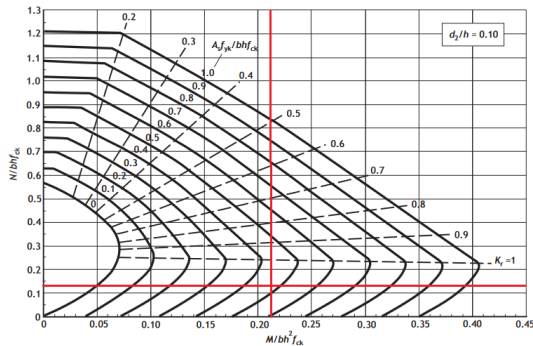
$$w_x = \frac{(A_{sx1} + A_{sx2}) \cdot f_{yk}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.212$$

$$w_y = \frac{(A_{sy1} + A_{sy2}) \cdot f_{yk}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.182$$

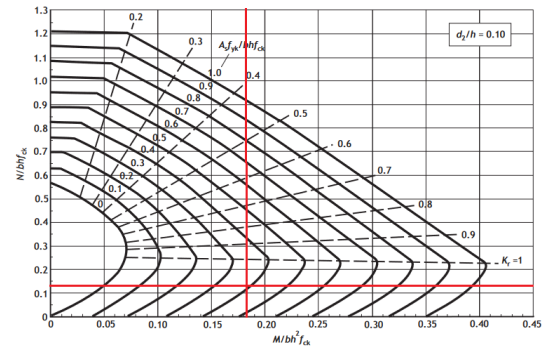
Den dimensjonsløse aksialkraften:

$$n = \frac{N_{Ed}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.127$$

Dimensjonsløse m-n diagram benyttes for å finne momentkapasiteten om x-aksen og y-aksen, som vist i figur 4.28 og 4.29.



Figur 4.28: m-n diagram, om x-aksen



Figur 4.29: m-n diagram, om y-aksen

$$M_{Rd.x} = m_x \cdot b_s \cdot h_s^2 \cdot f_{ck} = 4568 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd.y} = m_y \cdot b_s \cdot h_s^2 \cdot f_{ck} = 3791 \text{ kNm}$$

Kapasitetskontroll ved aksialkraft og moment om to akser:

$$\left(\frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd.x}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}}\right)^a = 0.258 \leq 1$$

Kontroll av slankhet

Normalisert slankhet:

$$\lambda_n = 3.356$$

Slankhetsgrense:

$$\lambda_{n.lim} = 32.609$$

Slanketskriterium:

$$\lambda_n \leq \lambda_{n.lim} \Rightarrow \text{søylen er ikke slank.}$$

Skjærkontroll

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = 411 \text{ kN}$$

Kapasitetsgrenser gitt i tabell 4.13:

Parameter	Verdi [kN]
$V_{Rd,c}$	282
$V_{Rd,c.min}$	156
$V_{Rd,max}$	1553

Tabell 4.13: Kontroll av skjærkapasitet

$V_{Ed} > V_{Rd,c} \Rightarrow$ skjærarmering påkrevd. Dimensjonerende skjærarmering per lengdeenhet:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0.771 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sw.min}}{s} = 0.805 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Bruker minimumsarmering for videre beregninger.

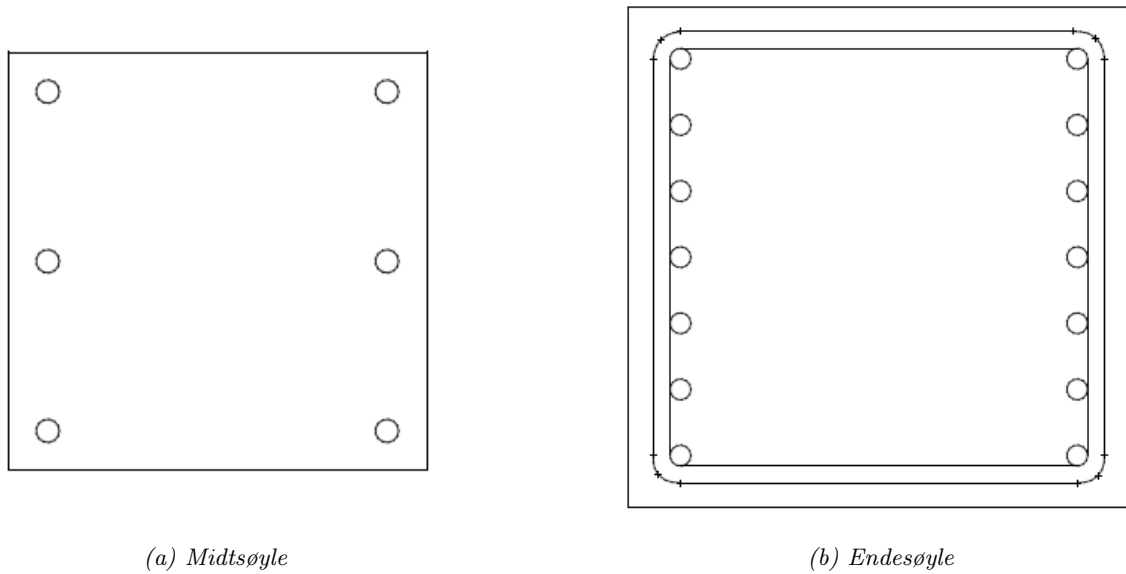
Bøylediameter: $\phi_w = 20 \text{ mm} \Rightarrow s = 781 \text{ mm}$

Kontrollerer for maksimal senteravstand etter EC2-9.5.3(3):

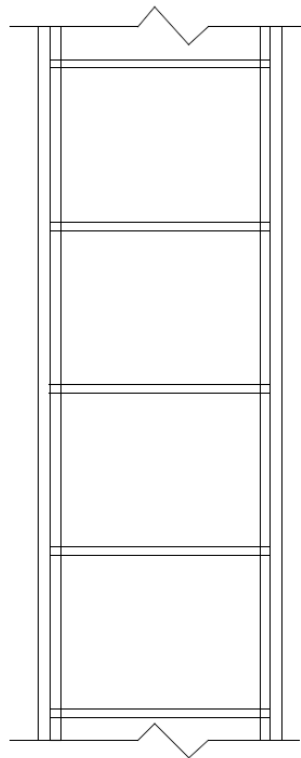
$$S_{cl.max} = \min(20 \cdot \phi_w, b_s, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

Valgt senteravstand $s = 400 \text{ mm}$

4.4.3 Armeringstegninger for midt- og endesøyle



Figur 4.30: Armeringstegning: midt- og endesøyle, tverrsnitt



Figur 4.31: Armeringstegning: endesøyle, skjærarmering

5 Diskusjon

5.1 Metodekritikk og verifikasjon av beregninger

Dette delkapittelet tar for seg en kritisk vurdering av de metodene og verktøyene som er benyttet i prosjektet. Formålet er å synliggjøre styrker og begrensninger i beregningsgrunnlaget, samt å vurdere i hvilken grad resultatene kan anses som pålitelige. Det gis en refleksjon rundt metodevalg, forenklinger og modellforutsetninger, i tillegg til hvordan beregningene er verifisert gjennom ulike digitale og manuelle kontroller.

5.1.1 Vurdering av metodevalg

De metodene som ble valgt i denne oppgaven har i stor grad vist seg å være hensiktsmessige for å analysere og dimensjonere konstruksjonens hovedbæresystem. Bruken av Eurokodene som dimensjoneringsgrunnlag har sikret at beregningene er i tråd med gjeldende regelverk og praksis i bransjen.

Mathcad har vært brukt for å dokumentere og etterprøve manuelle beregninger, og har gitt et godt grunnlag for videre kontroller og sporbarhet. Programmet har vist seg spesielt nyttig i beregninger der flere inngangsparametere påvirker sluttresultatet. Ved bruk av empiriske formler, spesielt der konstanter eller enhetskonverteringer inngår, oppstod det utfordringer med programvarens automatiske enhetskontroll. Dette skapte risiko for feiltolkning av resultatene, og nødvendiggjorde manuell enhetsverifikasjon for å sikre korrekt dimensjonering. Dette krevde ekstra årvåkenhet, men ble ivaretatt gjennom systematisk kontroll av resultatene.

I Focus Konstruksjon har det vært mulig å kontrollere og visualisere lastvirkninger på en effektiv og oversiktlig måte. Det oppstod noen utfordringer med å modellere konstruksjonen slik den er prosjektert, spesielt med hensyn til hulldekket, ettersom det viste seg problematisk å legge inn korrekt tverrsnitt og oppspenningskraft. Dette har medført at nedbøyning og kapasitet for hulldekket ikke er kontrollert i Focus Konstruksjon.

Samlet sett har metodene bidratt til å gi et godt beslutningsgrunnlag for dimensjonering og kapasitetskontroll, og fremgangsmåten vurderes som faglig solid og relevant for problemstillingen.

5.1.2 Verifikasjon og begrensninger

Metodene og modellene brukt i prosjektet er vurdert som tilstrekkelige, men det er identifisert enkelte begrensninger som påvirker nøyaktighet og gyldighet.

Avansert FEM-programvare

Det ble i prosjektets tidlige fase forsøkt å benytte FEM-programvaren SAP2000. Det oppstod imidlertid utfordringer med å definere tverrsnittsgeometrien og påføring av forspenningskraft i analysen av det spennarmerte hulldekket. Dermed ble det valgt å benytte klassisk bjelketeori og håndberegningsmetoder. Selv om avansert 3D-modellering kunne gitt mer detaljerte beskrivelser av spenningstilstander og samspillseffekter mellom konstruksjonsdeler, ville dette også vært mer tidkrevende. Likevel erkjennes det at fraværet av fullverdig 3D-modellering utgjør en metodisk begrensning, spesielt med hensyn til å fange opp global stivhet og interaksjon mellom bærende elementer i fleretasjes konstruksjoner.

Umiddelbare tap av forspenningskraft

Ved vurdering av spennkrafttap i hulldekkeelementet er det tatt hensyn til langtidsrelaterte tap, som følge av kryp, svinn og relaksasjon, samt det umiddelbare tapet fra elastisk deformasjon. De andre umiddelbare tapene, herunder friksjonstap, forankringstap og temperaturrelaterte tap, er ikke inkludert i beregningsgrunnlaget. Dette representerer en metodisk forenkling, men vurderes som tilstrekkelig gitt prosjektets forutsetninger. Friksjonstap er særlig relevant i elementer med betydelig kurvatur eller lengde, der endringer i spennkraft vanligvis oppstår som følge av friksjon mellom spennkablene og kanalene/rørene. I dette tilfellet er hulldekket rettlinjet, noe som vil redusere friksjonstapet betydelig. Tilsvarende er forankringstap og temperaturtap normalt små i fabrikkproduserte elementer under kontrollerte forhold, og ble derfor ikke inkludert. Det erkjennes likevel at den totale spennkraften ved overføring potensielt vil være noe lavere i praksis.

Forenklet kontroll av rissvidder for hulldekke

I stedet for direkte beregning av rissvidder for hulldekke er det benyttet anbefalte grenseverdier for nedbøyning som et indirekte mål, i tråd med BEB. Ifølge BEB er det erfaringsmessig slik at risskravene oppfylles i de aller fleste eksponeringsklasser, dersom nedbøyningsgrensene tilfredsstilles. Dette gir god praktisk relevans, men innebærer at det ikke vurderes faktiske opptredende riss eksplisitt. Likevel viser spenningskontrollen at spenningene ikke overstiger strekkfastheten i betongen, noe som indikerer at kravene til risskontroll er ivaretatt.

Skjærkapasitet i hulldekke

Ved vurdering av skjærkapasiteten til hulldekkeelementet er det benyttet en formel hentet fra NS-EN 1168:2005+A3:2011, punkt 4.3.3.2.2.3. Da selve standarden ikke har vært tilgjengelig under prosjektarbeidet, har tolkningen av formelen blitt gjort ut fra den informasjonen som forelå,

uten tilgang på utdypende forklaringer eller veiledningstekst. Dette representerer en svakhet i metoden, som bør adresseres i videre prosjektering.

Nedbøyningskontroll for bjelken

I SLS for bjelken er nedbøyning kontrollert ved bruk av forenklet metode basert på spennvidde-høydeforhold (L/d). Denne metoden ble valgt fremfor full nedbøyningsberegning, da bjelkens dimensjoner viste god margin i forhold til grenseverdiene definert i EC2. I tillegg er det utført detaljert nedbøyningskontroll for hullekket, som er det mest kritiske elementet med hensyn til deformasjon. Den forenklete metoden gir lavere presisjon, men vurderes som tilstrekkelig for prosjektets formål. Det bemerkes at metoden forutsetter normale forhold uten ekstreme langtidspåvirkninger eller uvanlig lastfordeling, noe som tyder på en underliggende begrensning i modellen. Likevel kan forholdene som bjelken utsettes for klassifiseres som normale.

Svinnspenning i bjelken

Spenningen i armeringen som følge av svinn er beregnet basert på forutsetning om urisett tverrsnitt. Dette gir et konservativt estimat, ettersom bjelken i virkeligheten risser opp i strekksonen. I et opprisset tverrsnitt vil spenningsfordelingen være annerledes, og svinnrelatert spenning i armeringen noe lavere. Valget er gjort for å forenkle beregningsgrunnlaget, men det medfører at resultatet ikke fullt ut reflekterer den faktiske oppførselen til konstruksjonen. I tillegg gjør denne svinnspenningen at armeringsspenningen i bjelken overskrider kravet om $\sigma_s \leq 0.8\dot{f}_{yk}$. Det betyr at det kan forekomme uakseptabel opprissing mtp. utseende, men da det ikke er stilt noen visuelle krav, samt at den beregnede rissvidden ikke overskrider maksverdien vurderes ikke dette videre.

Begrenset dimensjonering av eksentrisk last

Lastpåføringen fra hullekkene er eksentrisk i forhold til bjelkens nøytralakse, noe som genererer et horisontalt momentpar og strekkspenninger i bjelkens overkant. Det er forutsatt at bjelkens store bredde, sammen med horisontale segmenter av skjærarmeringen, bidrar til å motstå disse kreftene. Det er ikke gjort eksplisitt kontroll eller dimensjonering av disse horisontale strekkpåvirkningene, noe som representerer en forenkling.

Skjærkapasitet midtsøyle

Midtsøylen ble ikke vurdert for skjærkapasitet, ettersom de beregnede skjærkreftene var lave. Det anerkjennes likevel at søylen burde vært kontrollert for skjær, da EC2 – NA.9.2.2(5) stiller

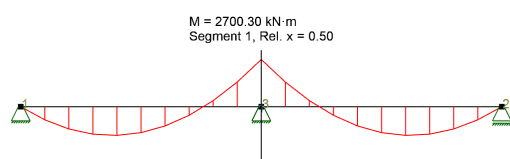
krav til minimum skjærarmering uavhengig av beregnet behov. Minimumsarmering er viktig for å sikre kontrollert rissutvikling, samt for å forhindre sprø og plutselige brudd som kan oppstå uten forvarsel.

SLS for endesøyle

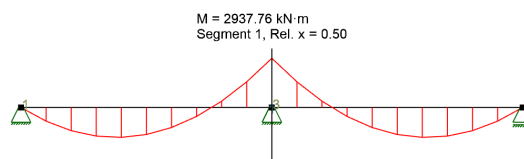
Vurderingen om at søylene ikke skulle kontrolleres i SLS, ble tatt tidlig i samråd med professor ved konstruksjonsteknikk, ved NTNU. Det var diskutert at midtsøylen i hovedsak skulle ta trykkpåvirkninger, noe som stemmer. Endesøylen ble senere sett på som kritisk, på grunn av det høye bøyemomentet, og skulle vært kontrollert i SLS for å vurdere rissvidder og eventuelle deformasjoner.

Egenlast

Egenlasten fra ikke-bærende konstruksjoner, som lettvegger, himlinger og tekniske installasjoner, er ikke inkludert i beregningene, som forklart i avsnitt 3.4.1. Dette er en bevisst forenkling som fører til noe lavere total last enn det som ville forekommet i en reell situasjon. Selv om dette gir en viss avstand fra virkeligheten, vurderes det som akseptabelt innenfor oppgavens omfang, da hovedformålet har vært å analysere bærende elementer under hovedlaster. Samtidig innebærer utelatelsen at beregningsgrunnlaget blir noe mindre konservativt enn det ville vært med full lastinnregning. I en reell prosjektering bør slike laster inkluderes for å sikre tilstrekkelig kapasitet og realistisk dimensjonering, særlig med tanke på langtidspåvirkninger og deformasjoner. Eksempel på hvordan momentet endrer seg i bjelken, med og uten last fra ikke-bærende konstruksjonsdeler, er illustrert i figur 5.1 og 5.2:



Figur 5.1: Bjelke uten laster fra lettvegger m.m, med maksmoment



Figur 5.2: Bjelke med last fra lettvegger m.m, med maksmoment

Samspill mellom konstruksjonsdeler

Konstruksjonsdelene i prosjektet er vurdert og dimensjonert hver for seg, men i praksis fungerer bygget som et helhetlig system. Det er derfor viktig å se på hvordan hullekke, bjelke og søyler påvirker hverandre i lastoverføring, stivhet og dimensjonerende forhold.

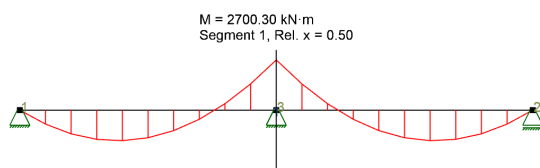
I prosjektets tidlige fase ble hullekket overslagsdimensjonert basert på spennvidde og estimerte

laster, som beskrevet i avsnitt 3.5.1. Selv om dette ga et godt utgangspunkt for videre beregninger, kan det i ettertid vurderes som for konservativt. Det aktuelle hulledekket har trolig høyere egenlast enn nødvendig, noe som fører til økt belastning på både bjelke og søyle. Dette viser hvordan tidlige valg i én del av systemet påvirker dimensjoneringen av de andre.

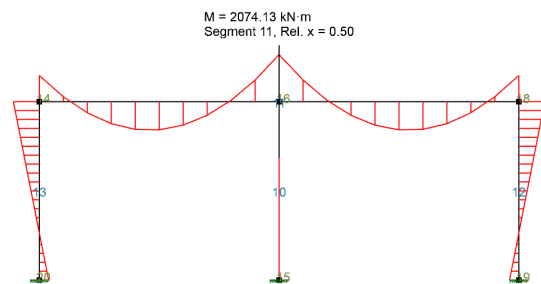
Bjelken er modellert som en fritt opplagt tofelts bjelke, noe som innebærer at den må ta hele moment- og skjærkraften selv, uten bidrag fra momentoverføring til søylene. Selv om dette er et konservativt valg, kan det føre til overdimensjonering. Søylene vil i praksis bidra med noe innspenning og stivhet, spesielt i hjørner og ved faste opplager. For eksempel er den statiske modellen for endesøylen vurdert som mest realistisk, ettersom den tar høyde for fast innspenning i bunn og stive hjørner, som demonstrert i lastdiagrammene i avsnitt 4.4.2. Dette illustrerer at en samlet optimalisering kunne redusert materialmengden og gitt et mer balansert bæresystem.

Tilsvarende vil søylenes stivhet og kapasitet påvirke hvordan lastene fordeles. Dersom søylene gir etter for vertikale eller horisontale krefter, vil det påvirke forskyvningene i konstruksjonen og dermed deformasjoner i både bjelke og dekke. Slike samspillseffekter er ikke modellert eksplisitt i dette prosjektet, men vil være viktig i en mer avansert eller endelig prosjektering. Spesielt i fleretasjes bygg, som dette prosjektet omfatter, er det viktig å vurdere global stivhet og lastfordeling.

Figur 5.4 og 5.3 viser hvordan det maksimale momentet endrer seg når bjelken går fra å være fritt opplagt til fast innpsent:



Figur 5.3: Fritt opplagt bjelke, med maksmoment



Figur 5.4: Fast innspenning bjelke, med maksmoment

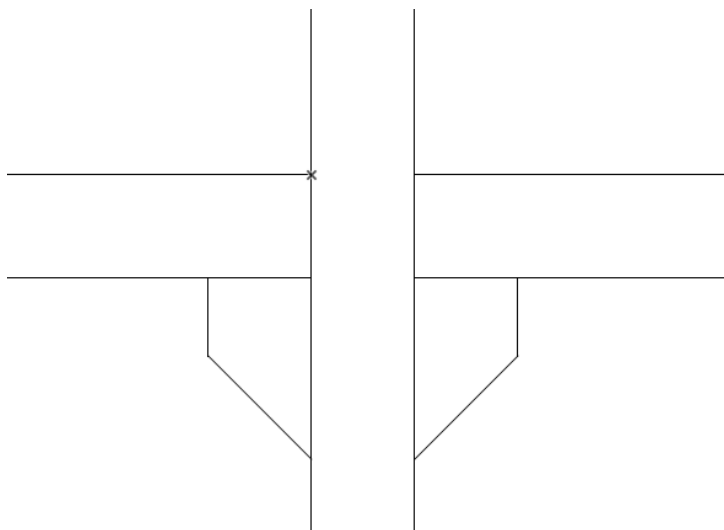
En sammenligning av figur 5.1 og 5.2 med figur 5.3 og 5.4 viser at bjelken beholder tilstrekkelig momentkapasitet, selv med økt egenlast fra lettvegger. Dette skyldes i hovedsak bidraget fra søylene, som reduserer momentet i bjelken sammenlignet med en fritt opplagt modell. Søylene ender med enda høyere moment, skjær- og aksialkrefter, da de allerede er modellert som i figur 5.4.

Denne diskusjonen viser at selv tilsynelatende små valg i én konstruksjonsdel får ringvirkninger

i resten av bæresystemet. En nøye vurdering av samspillet mellom hulldekker, bjelker og søyler er derfor avgjørende for å oppnå et effektivt og funksjonelt bæresystem.

5.2 Konsekvenser for etasjene over

Endringen i bæresystemet i nederste etasje, hvor opprinnelige søyler er fjernet for å tilrettelegge for åpent næringslokale, har direkte innvirkning på de overliggende etasjene. Tidligere ble lastene ført kontinuerlig gjennom vertikale bærevegger, og ned til søylene. Når disse fjernes, må lasten i de øvre etasjene nå overføres til nye opplegg slik som i første etasje. For eksempel ved at hulldekkene i overliggende etasjer hviler på oppleggsneser på bæreveggene, som vist i figur 5.5. Dette innebærer en systemendring i alle etasjer, som påvirker både geometri og lastfordeling.



Figur 5.5: Eksempel: Hulldekke på opplegg festet til bærevegg

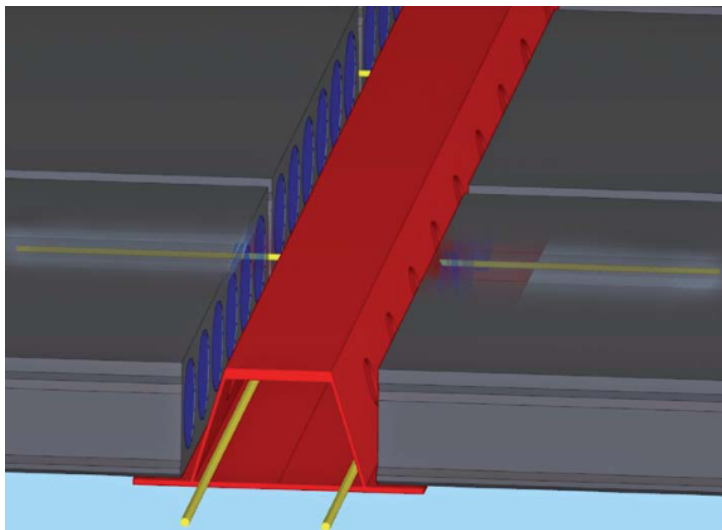
Dette stiller krav til kontinuitet i bæresystemet oppover, slik at oppleggspunktene stemmer overens etasje for etasje, og at bjelker og bærevegger dimensjoneres for å ta opp økt konsentrert last. Endringen i nederste etasje får dermed ringvirkninger oppover i hele bygget.

5.3 Alternative løsninger til betongbjelke

På grunn av den prosjekterte betongbjelkens relativt store tverrsnitt, er det vurdert alternative løsninger for å redusere plassbehovet og forbedre det visuelle uttrykket.

Stålbjelke

En aktuell løsning kunne vært å benytte en torsjonsstiv stålbjelke, som vist i figur 5.6, som i tillegg til lavere byggehøyde og slankere dimensjoner, også ville gitt et lettere uttrykk.

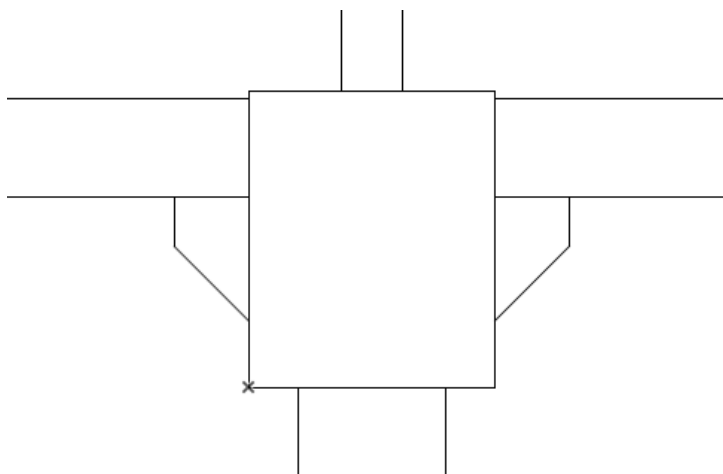


Figur 5.6: Huldekke på bæresystem av stål [20]

En slik løsning reiser imidlertid spørsmål knyttet til bjelkens evne til å oppta trykkrefter, særlig med tanke på bæreveggen som plasseres direkte over. En stålbjelke må i så fall enten dimensjoneres for betydelige vertikale krefter eller kombineres med lokale avstivningstiltak, for å sikre jevn lastoverføring. Dette ble ikke undersøkt i detalj i prosjektet, men kunne med fordel vært analysert nærmere, særlig i lys av muligheten for å oppnå et mer arealeffektivt og visuelt åpent plan i næringslokalet.

Oppleggsnese

Et annet alternativ som har vært vurdert, er å benytte en oppleggsnese (corbel) på hver side av bjelken, som vist i figur 5.7. Dette ville tillatt at hulldekkeelementene hviler direkte på utspring i bjelken, i stedet for å ligge helt oppe på bjelketoppen. Dette ville redusert hvor langt ned i næringslokalet bjelkebunnen havner.



Figur 5.7: Hulldekke på oppleggsnese av betong

På den ene siden ville dette redusert den totale bjelkehøyden, ettersom den ikke lenger må ligge under hele dekkekonstruksjonen. Dette kan gi materialbesparelser. På den annen side ville en slik løsning krevd lokal forsterkning i oppleggssonen for å sikre tilstrekkelig skjærkapasitet og strekk- og trykkoverføring mellom hulldekke og bjelke.

Selv om dette alternativet ikke ble vurdert i detalj i prosjektet, ville det vært relevant å analysere det nærmere.

5.4 Praktisk anvendbarhet

Valget av spennarmerte hulldekker fremfor et tradisjonelt plastøpt dekke har betydelige konsekvenser for både byggemetode, logistikk, økonomi og miljø. Hulldekker er prefabrikkerte elementer som produseres under kontrollerte forhold, noe som gir høy kvalitet og presisjon, samtidig som det reduserer byggetid på byggeplass. Dette medfører en mer effektiv byggeprosess med færre støpetapper, mindre forskaling og lavere behov for plastøping, som igjen gir mindre behov for bemanning og redusert tidsbruk.

Når det gjelder frakt og montering, krever hulldekker nøye planlegging og bruk av kran, da elementene må leveres og monteres i riktig rekkefølge og med høy presisjon. Sammenlignet med plastøpte dekker reduseres mengden transportert betong til byggeplass. Likevel krever prefabrikkerte elementer spesialtransport, som kan være plasskrevende og kostbart over lange avstander. Dette veies ofte opp av kortere byggetid og bedre kontroll på utførelsen.[24]

Økonomisk sett kan prefabrikkerte hulldekker gi besparelser i form av raskere fremdrift og mindre behov for midlertidige konstruksjoner og stillas. Selv om selve elementkostnaden kan være høyere enn for plastøpt dekke per kvadratmeter, er totaløkonomien ofte bedre, spesielt i bygg der montasjeeffektivitet og tidsbruk er kritiske faktorer. [7]

Miljømessig gir hulldekker både fordeler og ulemper. På den ene siden reduseres mengden betong på byggeplass og dermed klimagassutslipp knyttet til støpearbeid og transport av fersk betong. I tillegg gir hule kjerne mindre betongforbruk per kvadratmeter gulv sammenlignet med massive dekker. På den andre siden vil produksjon og frakt av prefabrikkerte elementer kunne føre til utslipp som bør vurderes opp mot geografisk plassering og logistikk. Et annet viktig poeng er at hulldekker kan brukes på nytt, og kan i tillegg kappes i lengden, uten å miste mye av sin bæreevne. [21]

Samlet sett vurderes bruk av hulldekker som en praktisk og bærekraftig løsning, særlig i større bygg hvor rask fremdrift er ønskelig. Løsningen gir god anvendbarhet i moderne byggprosjekter, og er et godt alternativ til plastøpte dekker, med potensial for både kostnads-

og klimabesparelser. Det må likevel vurderes nøye ut fra hvilke behov prosjektet har.

5.5 Sammenligning av bæresystem

Utrekning på verdier presentert i Tabell 5.1, finnes i D.9 Vedlegg 4

Parameter	Plasstøpt dekke	Spennarmert hulldekke	Differanse / kommentar
Total egenvekt (kg)	$1,701 \cdot 10^6$	$1,09 \cdot 10^6$	Ca. 36 % lavere egenvekt
Antall søyler i plan 1	8	3	Økt fleksibilitet i planløsning
Antall bærevegger	36	6	Økt fleksibilitet i planløsning
Areal søyler (m ²)	2,262	0,923	Reduksjon på nesten 60 %

Tabell 5.1: Sammenligning mellom plasstøpt og spennarmert løsning

Tabell 5.1 viser en sammenligning mellom den opprinnelige løsningen med plasstøpt dekke og forslaget med spennarmerte hulldekker. Det vises tydelig at den spennarmerte løsningen medfører en vesentlig reduksjon i både total egenvekt og antall bærende elementer. Lavere egenvekt gir redusert lastpåvirkning på underliggende bæresystem og fundament, noe som potensielt kan bidra til lavere kostnader og enklere fundamenteringsarbeider.

En direkte konsekvens av redusert søyleantall er også at det totale arealet søylene opptar i første etasje reduseres betydelig. Dette øker netto tilgjengelig gulvareal, noe som kan være økonomisk gunstig med tanke på utleie og fremtidig omdisponering av lokalet. Samlet sett styrker sammenligningen argumentet for at spennarmerte hulldekker ikke bare er teknisk gjennomførbare, men også gir reelle funksjonelle og kommersielle fordeler.

I tillegg til de strukturelle og arealmessige fordelene, gir spennarmerte hulldekker også en potensiell miljøgevinst. Reduksjonen i total egenvekt utgjør en vektbesparelse på:

$$m_{spart} = m_{plasstpt} - m_{HC} = 611 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Dette tilsvarer et redusert volum betong på:

$$V_{betong.spart} = \frac{m_{spart}}{\gamma_b} = \frac{611000 \text{ kg}}{2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 244,4 \text{ m}^3$$

Med et estimert klimagassutslipp på 270 kg CO₂ per m³ betong [16], utgjør dette en potensiell besparelse på:

$$m_{CO_2} = V_{betong.spart} \cdot \frac{270 \text{ kg CO}_2}{\text{m}^3} = 65\,988 \text{ kg CO}_2 \approx 66 \text{ tonn CO}_2$$

Dette viser at materialvalget ikke bare har tekniske og økonomiske fordeler, men også et tydelig klimaavtrykk, særlig i prosjekter med høyt volum og prefabrikkerte løsninger. En slik besparelse kan være relevant både i miljøregnskapet og i oppfyllelse av bærekraftsmål i moderne byggeprosjekter

6 Konklusjon

Denne bacheloroppgaven har hatt som mål å vurdere hvorvidt det eksisterende slakkarmerte dekket over næringslokalet i Grønamyrskvartalet kunne vært bygget med spennarmerte hulldekkelementer, uten å svekke konstruksjonens bæreevne eller funksjonalitet. Gjennom dimensjonering og kontroll av hulldekke, bjelker og søyler er det utført en helhetlig vurdering av bæresystemet i henhold til EC2 og gjeldende prosjekteringspraksis.

Resultatene viser at spennarmerte hulldekkelementer gir tilstrekkelig kapasitet i både ULS og SLS, samtidig som de gir økt spennvidde og redusert behov for bærevegger og søyler. Dette åpner for større fleksibilitet i planløsningen og et mer åpent næringsareal. Bjelken og søylene er dimensjonert med tilstrekkelig kapasitet, og lastvirkningen fra hulldekkene er håndtert uten at krav til deformasjon eller spenningsbegrensninger er overskredet.

Samtidig har arbeidet avdekket enkelte svakheter og forenklinger. Blant annet er effekten av eksentriske laster fra hulldekket ikke analysert i full detalj, og bjelkemodellen benytter en konservativ forutsetning om fritt opplagte bjelker uten momentoverføring. Dette gir robuste, men ikke nødvendigvis optimale løsninger. I tillegg har begrenset funksjonalitet i Focus Konstruksjon redusert graden av digital verifikasjon.

På tross av disse begrensningene vurderes metodikken som faglig solid og relevant innenfor oppgavens rammer. Bruken av Mathcad for håndberegninger har sikret transparens og sporbarhet i dimensjoneringen, og det er foretatt en bevisst vurdering av lastvirkninger og langtidspåvirkninger. Samspillet mellom konstruksjonsdelene er diskutert, og det er tydelig at optimalisering av modell og innspenningsforhold kan bidra til bedre materialutnyttelse.

Spennarmerte hulldekkelementer vurderes som en fullt ut gjennomførbar løsning for bygget, som gir økt arealutnyttelse og fleksibilitet i planløsning, uten at det går på bekostning av bæreevne og sikkerhet.

6.1 Samarbeid

Prosjektet er gjennomført som et gruppearbeid med tydelig ansvarsfordeling og tett samarbeid gjennom hele prosessen. Arbeidet har vært organisert tematisk, hvor ett gruppemedlem har hatt hovedansvar for beregninger i ULS for hulldekket og for dimensjonering av søylene, mens et annet har hatt ansvar for beregninger i SLS for hulldekket, samt for full dimensjonering og kontroll av bjelken.

Selv om ansvaret har vært fordelt, har vi hatt løpende samarbeid og hyppige faglige diskusjoner

gjennom hele prosjektet. Vi har brukt hverandre aktivt som støtte og kvalitetssikring i beregningene, og hatt god innsikt i hverandres fremgang. Rapportskriving, tegninger og visualiseringer er også gjennomført i fellesskap.

Denne samarbeidsformen har sikret både faglig forståelse og helhetlig kvalitet på prosjektet.

6.2 Læringsutbytte

Arbeidet med oppgaven har gitt et betydelig faglig og metodisk læringsutbytte. Vi har fått dypere innsikt i dimensjonering og kontroll av bærende konstruksjoner, og vi har erfart hvordan små projekteringsvalg påvirker hele bæresystemet. Gjennom bruk av Eurokode, Mathcad og Focus Konstruksjon har vi utviklet en bedre forståelse for både manuelle og digitale beregningsprosesser.

Samtidig har vi lært viktigheten av gode modellforutsetninger, presis dokumentasjon og evne til å håndtere avvik og begrensninger i verktøy og standarder. Samarbeidet har krevd struktur, kommunikasjon og felles forståelse for fremdrift og kvalitet, noe som vi ser på som verdifull erfaring med tanke på videre yrkesliv.

Referanser

- [1] Betongelementforeningen. *Betongelementboken Bind A 1 Forord*. 2020. URL: <https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindA/Forord.pdf&BookId=A> (sjekket 10.05.2025).
- [2] Betongelementforeningen. *Betongelementboken Bind A 7.1*. 2020. URL: https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=71&DocumentId=BindA/Del_2/A7/7_1_Forspente_hulldekker.pdf&BookId=A (sjekket 28.04.2025).
- [3] Betongelementforeningen. *Betongelementboken Bind B 12.4.2*. 2020. URL: https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=1242&DocumentId=BindB/Del_2/B12/12_4_2.pdf&BookId=B (sjekket 28.04.2025).
- [4] Betongelementforeningen. *Betongelementboken Bind B 16.3*. 2020. URL: https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=163&DocumentId=BindB/Del_3/B16/16_3.pdf&BookId=B (sjekket 28.04.2025).
- [5] Betongelementforeningen. *Betongelementboken Bind B 8.4*. 2020. URL: https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=84&DocumentId=BindB/Del_2/B8/8_4.pdf&BookId=B (sjekket 28.04.2025).
- [6] Betongelementforeningen. *Betongelementboken Bind C 1.3.3*. 2020. URL: https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=133&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_3_3.pdf&BookId=C (sjekket 27.04.2025).
- [7] Dekkesystemer. *Hulldekke - et miljøvennlig valg*. URL: <https://dekkesystemer.no/wp-content/uploads/hulldekke-brosjyre-dekkesystemer-as-nettversjon2.pdf>.
- [8] *Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. URL: <https://standard.no/fagomrader/eurokoder/ns-en-1990-grunnlag-for-prosjektering-av-konstruksjoner/> (sjekket 28.04.2025).
- [9] *Eurokode 1 Laster på konstruksjoner*. URL: <https://standard.no/fagomrader/eurokoder/eurokode-1-laster-pa-konstruksjoner/> (sjekket 28.04.2025).
- [10] *Eurokode 2 Betongkonstruksjoner*. URL: <https://standard.no/fagomrader/eurokoder/eurokode-2-prosjektering-av-betongkonstruksjoner> (sjekket 28.04.2025).
- [11] *Eurokoder*. URL: <https://standard.no/fagomrader/eurokoder/> (sjekket 28.04.2025).
- [12] *Fakta om betong*. Betong.no. URL: <https://www.betong.no/fakta-om-betong/> (sjekket 28.04.2025).
- [13] Arne Gunnarsjaa. *søyle*. I: *Store norske leksikon*. 25. nov. 2024. URL: <https://snl.no/s%C3%B8yle> (sjekket 28.04.2025).

- [14] Arne Gunnarsjaa. *bjelke*. I: *Store norske leksikon*. 24. feb. 2025. URL: <https://snl.no/bjelke> (sjekket 28.04.2025).
- [15] *hulldekke-element*. I: *Store norske leksikon*. 26. nov. 2024. URL: <https://snl.no/hulldekke-element> (sjekket 28.04.2025).
- [16] Eline Larsen. *Optimalisering av betongsammensetninger hos Spenncon Hjørungavåg*. Spenncon AS. 13. aug. 2024. URL: <https://spenncon.no/optimalisering-av-betongsammensetninger-hos-spennccon-hjorungavag/> (sjekket 14.05.2025).
- [17] Per Kristian Larsen. «2.5 Grensetilstander». I: *Konstruksjonsteknikk*. 2. utg. Fagbokforlaget, 2021, s. 25–26.
- [18] Per Kristian Larsen. «3 Laster og lastkombinasjoner». I: *Konstruksjoneteknikk*. 2. utg. Fagbokforlaget, 2021, s. 33–47.
- [19] Gaute Nordbotten. *Veiledning for arbeider med spennarmering i etterspente betongkonstruksjoner*. Publikasjon 14. Norsk Betongforening, jan. 2016. URL: <https://murbetong.no/wp-content/uploads/2016/06/1602-spennarmering.pdf>.
- [20] Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen. *HULLDEKKER PÅ BÆRESYSTEMER AV STÅL*. Hulldekker på bæresystemer av stål. URL: <https://www.betong.no/siteassets/veiledere/hulldekker-pa-baresystemer-av-stal.pdf>.
- [21] northosts. *Smart ombruk av materialer og elementer*. Spenncon AS. 10. jan. 2024. URL: <https://spenncon.no/smart-ombruk-av-materialer-og-elementer/> (sjekket 12.05.2025).
- [22] Kristin Seter. *vindlast*. I: *Store norske leksikon*. 25. nov. 2024. URL: <https://snl.no/vindlast> (sjekket 28.04.2025).
- [23] *spennbetong*. I: *Store norske leksikon*. 25. nov. 2024. URL: <https://snl.no/spennbetong> (sjekket 28.04.2025).
- [24] Spenncon. *Hulldekke*. Spenncon AS. URL: <https://spenncon.no/produkter/hulldekk/> (sjekket 28.04.2025).
- [25] Stein Ivar Sørensen. «Betongkonstruksjoner». I: Trondheim: Tapir akademisk forlag, 2010, s. 9–21.
- [26] Stein Ivar Sørensen. «Betongkonstruksjoner». I: Trondheim: Tapir Akademisk forlag, 2010, s. 183–197.
- [27] Jan Vincent Thue. *armeringsstål*. I: *Store norske leksikon*. 24. feb. 2025. URL: <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l> (sjekket 28.04.2025).
- [28] Jan Vincent Thue. *armert betong*. I: *Store norske leksikon*. 24. feb. 2025. URL: https://snl.no/armert_betong (sjekket 28.04.2025).

- [29] Jan Vincent Thue. *betong*. I: *Store norske leksikon*. 24. feb. 2025. URL: <https://snl.no/betong> (sjekket 28.04.2025).

A Artikkel

FÆRRE SØYLER OG STØRRE FRIHET MED SPENNARMERTE HULLDEKKER

Emil Aleksander Vinje Kilvær og Joachim Lillebø

20.05.2025



Et fleksibelt bygg for fremtiden

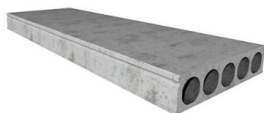
Hvordan kan man oppnå et fleksibelt bygg, med et åpent næringslokale uten å gå på kompromiss med bæreevne? Dette spørsmålet ble utgangspunktet for denne bacheloroppgaven, hvor det undersøkes om spennarmerte hulldekkelementer kunne vært en alternativ løsning for et tradisjonelt, slakkarmert dekke i et boligbygg med næringslokale i første etasje.

Bygget i dag

Bygget har syv etasjer, og i den eksisterende løsningen bæres dekkene over næringsdelen av en skog av søyler. Dette gir liten frihet i utforming og utnyttelse av arealet. Spennarmerte hulldekker, som kombinerer lav egenvekt med høy bæreevne, gjør det mulig å øke spennviddene og dermed redusere antall søyler. Dette vil også føre til at etasjene får færre bærevegger, slik at også fleksibiliteten her øker. Med et fremtidsperspektiv er dette svært attraktivt, da det kan bygges om og eventuelt brukes til noe helt annet om 20 år, som foreksempel et åpent kontorlandskap.



Figure 1: Eksisterende løsning med søyler



Hvorfor spennarmerte hulldekker?

Hulldekker er prefabrikkerte betongelementer med langsgående hulrom. De er lette, men sterke – og med forspenning kan de strekke over mye lengre spenn enn tradisjonelle løsninger. Det betyr færre søyler og større frihet i planløsningen. Sammenlignet med plasstøpte dekker er hulldekker raskere å montere, mer miljøeffektive og gir bedre byggeplasslogistikk. I tillegg reduseres mengden betong da store deler av tverrsnittet er tomme hulrom. Disse hulrommene kan brukes til føring av rør og elektriske installasjoner.

Metode og analyse

Prosjektet er gjennomført i samarbeid med NODE, og baserer seg på en Tekla-modell og plantegninger av bygget slik det er idag. Vi har gjennomført manuelle beregninger i Mathcad Prime, støttet av lastanalyse i Focus Konstruksjon.



Dimensjoneringen av hulldekket, bjelken og søylene kontrolleres i både brudd- og bruksgrensetilstand, iht. Eurokode 2 med tilhørende nasjonalt tillegg. Vi har lagt spesiell vekt på deformasjon, langtidseffekter og spenningsutvikling i betongen. Da dette er svært relevant for spennarmert betong

Hva fant vi?

Resultatene viser at spennarmerte hulldekker gir muligheten til å redusere antall søyler betraktelig. I tillegg til å redusere betongbruken, som dermed fører til mye mindre CO₂-utslipp. Med en rask overslagsberegning anslår vi en reduksjon på opp mot 66 tonn CO₂.

Parameter	Plasstøpt dekke	Spennarmert hulldekke	Differanse / kommentar
Total egenvekt (kg)	$1,701 \cdot 10^6$	$1,09 \cdot 10^6$	Ca. 36 % lavere egenvekt
Antall søyler i plan 1	8	3	Økt fleksibilitet i planløsning
Antall bærevegger	36	6	Økt fleksibilitet i planløsning
Areal søyler (m ²)	2,262	0,923	Reduksjon på nesten 60 %

Veien videre

Selv om prosjektet kun har omfattet én etasje, er det viktig å erkjenne at bæresystemet inngår i en større konstruktiv helhet. Videre analyser bør derfor inkludere global stivhet, vertikal samvirkning og interaksjon mellom etasjer og konstruksjonselementer. Til tross for dette gir resultatene et tydelig grunnlag for at spennarmerte hulldekker kan representere en effektiv, fleksibel og arealbesparende løsning i dagens bygg.

B Poster

Prosjektnr: 2025-52
Intern veileder: Jomar Tørset
Ekstern kontakt: Line Samuelsen, NODE



Joachim Lillebø
Emil Aleksander Vinje Kilvær

Dimensjonering av bæresystem med spennarmert hulldekke i Grønamyrskvartalet

Design of Load-Bearing System with Prestressed Hollow-Core Slabs in Grønamyrskvartalet

PROSJEKTBEKRIVELSE

Oppgaven vurderer om et eksisterende plasstøpt betongdekke i Grønamyrskvartalet kunne vært utført med spennarmerte hulldekker. Formålet er å redusere behovet for bærevegger og søyler, og dermed øke fleksibilitet og tilgjengelig areal – uten å kompromittere sikkerhet og funksjonalitet.

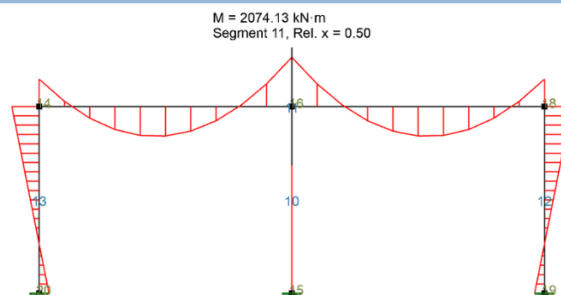


METODE OG ANALYSE

- Dimensjonering iht. Eurokode + NA
- Hulldekke, bjelke og søyle i ULS og SLS
- Programvare:
 - Mathcad Prime (håndberegninger)
 - Archicad (visualisering)
 - Focus Konstruksjon (lasteffekter)

RESULTATER

- Spennarmerte hulldekker er en effektiv løsning.
- Reduserer antall søyler og bærevegger: Gir økt fleksibilitet og bedre arealutnyttelse.
- Lavere betongforbruk reduserer CO₂-utslipp.



KONKLUSJON

Ved nybygg kan spennarmerte hulldekker benyttes for optimal arealbruk, miljøgevinst og robust strukturell ytelse.

C KI-deklarasjon



Deklarasjon om KI-hjelpemidler

Har det i utarbeidningen av denne rapporten/avhandlingen blitt anvendt KI-baserte hjelpemidler?

- ☐ Nei
☒ Ja

Hvis *ja*: spesifiser type av verktøy og bruksområde under.

Tekst

- ☒ **Stavekontroll.** Er deler av teksten kontrollert av:
Grammarly, Ginger, Grammarbot, LanguageTool, ProWritingAid, Sapling, Trinkai.ai eller lignende verktøy?
- ☒ **Tekstgenerering.** Er deler av teksten generert av:
ChatGPT, GrammarlyGO, CopyAI, WordAi, WriteSonic, Jasper, Simplified, Rytr eller lignende verktøy?
- ☒ **Skriveassistanse.** Er en eller flere av ideene eller fremgangsmåtene i oppgaven foreslått av:
ChatGPT, Google Bard, Bing chat, YouChat eller lignende verktøy?

Hvis *ja* til anvendelse av et tekstverktøy - spesifiser bruken her:

ChatGPT er brukt til stavekontroll, skriveassistanse og tekstgenerering. Dette innebærer hjelp med struktur og oppbygning av teksten. I tillegg til hjelp med formuleringer, setningsoppbygning og til å få tilbakemeldinger på forbedringspunkter. Når det gjelder tekstgenerering har den vært brukt til å generere små deler, som ikke inneholder faglig innhold, som for eksempel deler av sammendraget. Den genererte teksten har ikke blitt brukt direkte, men som et utkast for å gi et utgangspunkt og ideer til hva som bør inkluderes.

Koder og algoritmer

- ☒ **Programmeringsassistanse.** Er deler av koden/algoritmene som i) fremtrer direkte i rapporten eller ii) har blitt anvendt for produksjon av resultater slik som figurer, tabeller eller tallverdier blitt generert av: *GitHub Copilot, CodeGPT, Google Codey/Studio Bot, Replit Ghostwriter, Amazon CodeWhisperer, GPT Engineer, ChatGPT, Google Bard* eller lignende verktøy?

Hvis *ja* til anvendelse av et programmeringsverktøy - spesifiser bruken her:

Til programmeringsassistanse har ChatGPT blitt brukt til hjelp med koder i Overleaf LaTeX, samt koder til visualisering av spenningsfordelinger i Python.

Bilder og figurer

- ☐ **Bildegenerering.** Er ett eller flere av bildene/figurene i rapporten blitt generert av:
Midjourney, Jasper, WriteSonic, Stability AI, Dall-E eller lignende verktøy?

Hvis *ja* til anvendelse av et bildeverktøy - spesifiser bruken her:

Andre KI-verktøy. Har andre typer av verktøy blitt anvendt? Hvis *ja* spesifiser bruken her:

-
- ☒ Jeg er kjent med NTNUs regelverk: *Det er ikke tillatt å generere besvarelse ved hjelp av kunstig intelligens og levere den helt eller delvis som egen besvarelse. Jeg har derfor redegjort for all anvendelse av kunstig intelligens enten i) direkte i rapporten eller ii) i dette skjemaet.*

Joachim Lillestøl
Emil Kjelner

20.05.2025 Trondheim

Underskrift/Dato/Sted

D Beregninger

D.1 Vedlegg 0 – Beregning av laster

Vedlegg 0

Beregning av laster

1 Orientering

I dette vedlegget blir lastene beregnet, dette inkluderer egenlast, nyttelast, snølast og vindlast.

2 Materialdata

Tyngdetetthet betong: $\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$ (EC1, Tabell A.1)

Egenvekt hulldekke: $m_{HD} := 484 \frac{kg}{m^2}$

3 Tversnittsdata

Høyde bjelke: $h_{bjelke} := 1200 \text{ mm}$

Bredde bjelke: $b_{bjelke} := 1000 \text{ mm}$

Lengde bjelke: $L_{bjelke} := 10.25 \text{ m}$

Areal bjelke: $A_c := b_{bjelke} \cdot h_{bjelke} = (1.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$

Høyde hulldekke: $h_{HD} := 400 \text{ mm}$

Bredde hulldekke: $b_{HD} := 1200 \text{ mm}$

Lengde hulldekke: $L_{HD} := 13.635 \text{ m}$

Areal hulldekke: $A_{HD} := 215.7 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Høyde bærevegger: $h_{bærevegger} := 2750 \text{ mm}$

Bredde bærevegger: $b_{bærevegger} := 250 \text{ mm}$

4 Laster

Antall etasjer: $n := 6$

Egenlast:

Lastfaktor: $\gamma_g := 1.2$

Karakteristisk last bjelke: $g_{Ek1} := \rho_c \cdot b_{bjelke} \cdot h_{bjelke} = 30 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last bjelke: $g_{Ed1} := g_{Ek1} \cdot \gamma_g = 36 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk last HD400: $g_{Ek2} := n \cdot m_{HD} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} \cdot b_{HD} = 34.186 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last HD400: $g_{Ed2} := g_{Ek2} \cdot \gamma_g = 41.023 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk last bærevegger: $g_{Ek3} := n \cdot \rho_c \cdot b_{bærevegger} \cdot h_{bærevegger} = 103.125 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last bærevegger: $g_{Ed3} := g_{Ek3} \cdot \gamma_g = 123.75 \frac{kN}{m}$

Nyttelast:

Lastfaktor: $\gamma_p := 1.5$

Reduksjonsfaktor for karakteristiske nyttelast:

$A_0 := 15 m^2$ (EC1, Del 1-1 - NA.6.3.1.2)

$\psi_0 := 0.7$ (NS-EN1990 NA-tabell A1.1)

$\alpha_1(n) := \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n}$ (EC1, Del 1-1 - 6.3.1.2(11))

$\alpha_1(6) = 0.8$

Reduksjonsfaktor: $\alpha_n := 0.8$

Karakteristisk nyttelast: $p := 2 \frac{kN}{m^2}$ (EC1, Del 1-1 - tabell 6.2)

Karakteristisk nyttelast:

$$p := 2 \frac{kN}{m^2} \cdot \alpha_n = 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk nyttelast for alle etasjer:

$$p_{Ek} := p \cdot n = 9.6 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende last:

$$p_{Ed} := p_{Ek} \cdot \gamma_p = 14.4 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast:

Granmyrskvartalet i Fjell kommune

$$H := 46.6 \text{ m}$$

$$H_g := 150 \text{ m}$$

(EC1, Del 1-3 - tabell NA.4.1(901))

$$s_{k,0} := 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$\Delta s_k := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$H < H_g \quad \Rightarrow \quad s_k := s_{k,0}$$

$$C_e := 1.0$$

(EC1, Del 1-3 - tabell NA.5.1)

$$C_t := 1.0$$

$$\mu_1 := 0.8$$

$$s := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

Lastfaktor

$$\gamma_s := 1.5$$

Karakteristisk last:

$$s_{Ek} := s = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende last:

$$s_{Ed} := s_{Ek} \cdot \gamma_s = 1.8 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlast:

$$V_{b.0} := 29 \frac{m}{s}$$

(EC1, del 1-4 - Tabell NA.4
(901.1))

$$Z_0 := 0.3 \text{ m}$$

(EC1, del 1-4 - Tabell
NA.4.1)

$$Z_{min} := 8 \text{ m}$$

$$Z := 24.5 \text{ m}$$

$$k_r := 0.22$$

Basisvindhastighet:

$$V_0 := 30 \frac{m}{s}$$

(EC1, del 1-4 - NA.4.2(2)P
(901.1))

$$H := 46.6 \text{ m}$$

$$H_0 := 900 \text{ m}$$

(EC1, del 1-4 - Tabell NA.4
(901.2))

$$H_{topp} := 1500 \text{ m}$$

$$c_{alt} := 1 + \frac{(V_0 - V_{b.0}) \cdot (H - H_0)}{V_{b.0} \cdot (H_{topp} - H_0)} = 0.951$$

(EC1, del 1-4 - NA.4.2(2)P
(901.1))

$$c_{alt} := 1$$

$$c_{dir} := 1$$

$$c_{season} := 1$$

$$V_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot V_{b.0} = 0.024 \frac{m^2 \cdot s^2}{kg}$$

Middelvind:

$$c_r(Z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.246231$$

(EC1, del 1-4 - 4.3.2)

$$c_{0_Z} := 1$$

(EC1, del 1-4 - 4.3.1)

$$V_{m_Z} := 0.246231 \cdot c_{0_Z} \cdot V_b = 0.006 \frac{m^2 \cdot s^2}{kg}$$

$$k_t := 1$$

(EC1, del 1-4 - NA.4.4)

Vindturbulens:

$$\sigma_V := k_r \cdot V_b \cdot k_l = 0.005 \frac{m^2 \cdot s^2}{kg} \quad (\text{EC1, del 1-4 - 4.4})$$

$$l_{V_Z} := \frac{\sigma_V}{V_{m_Z}} = 0.893$$

Vindkasthastighetstrykk:

$$q_{p_Z} := (1 + 7 \cdot l_{V_Z}) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot V_{m_Z}^2 = (1.605 \cdot 10^{-4}) \frac{m^2 \cdot s^6}{kg^2} \cdot \frac{N}{m^2}$$

$$q_v := q_{p_Z} \cdot Z = (3.933 \cdot 10^{-6}) \frac{m^2 \cdot s^6}{kg^2} \cdot \frac{kN}{m} \quad (\text{EC1, del 1-4 - 4.5})$$

Velger Cpe, 10 for å dimensjonere bærende konstruksjoner.

(EC1, del 1-4 - 7.2.1)

$$h := 24.5 \text{ m}$$

(EC1, del 1-4 - Figur 7.5)

$$d := 12.15 \text{ m}$$

$$b := 42.13 \text{ m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) = 42.13 \text{ m}$$

$$5 \cdot d = 60.75 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 2.016 \Rightarrow \text{Velger sone 1}$$

(EC1, del 1-4 - Tabell 7.1)

Forenkler og sier at begge kortveggene er i sone A, da dette gir de høyeste sugekraftene. (konservativt)

$$h_{Ek.x.D} := q_v \cdot 0.8 = (3.147 \cdot 10^{-6}) \frac{m^2 \cdot s^6}{kg^2} \cdot \frac{kN}{m}$$
$$h_{Ek.x.E} := q_v \cdot -0.5 = -1.967 \cdot 10^{-6} \frac{m^2 \cdot s^6}{kg^2} \cdot \frac{kN}{m}$$
$$h_{Ek.y} := q_v \cdot -1.2 = -4.72 \cdot 10^{-6} \frac{m^2 \cdot s^6}{kg^2} \cdot \frac{kN}{m}$$

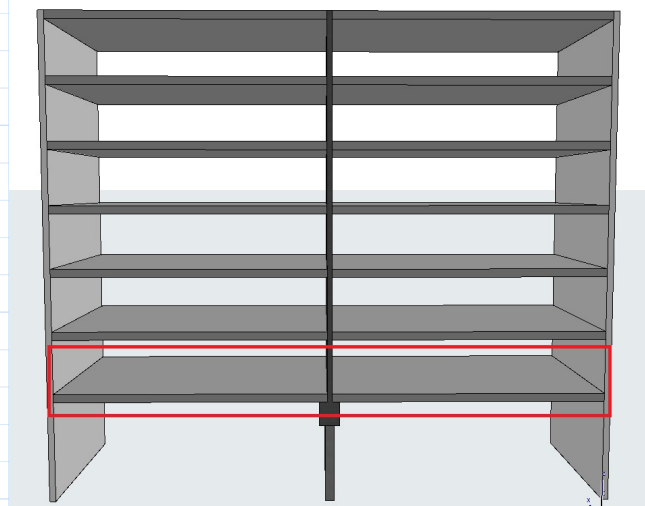
D.2 Vedlegg 1.1 – Kapasitetskontroll av forspent hulldekke i ULS

Vedlegg 1.1

Beregning av forspent hulldekke i bruddgrensetilstand, iht. NS-EN 1992.

1 Orientering

I dette vedlegget blir hulldekket dimensjonert for moment- og skjærkraftkapasitet.



Hulldekke markert

2 Materialdata

Betong

Tyngdetetthet:	$\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$	(EC1, Tabell A.1)
Sylindertrykkfasthet:	$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Sylinderstrekkfasthet:	$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{ck} := f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 45.000 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.5$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Sikkerhetsfaktor:	$\alpha_{cc} := 0.85$	(EC2, NA3.1.6.(1))
Dimensjonerende trykkfasthet:	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.500 \text{ MPa}$	(EC2, eq 3.15)
Elastisitetsmodul:	$E_{cm} := 36 \text{ GPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Tøyningsgrense for trykk:	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	(EC2, Tabell 3.1)

Armering

Karakteristisk flytegrense:	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	(B500NC)
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.15$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Dimensjonerende flytegrense:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Elastisitetsmodul:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$	(EC2, 3.2.7 (4))
Duktilitet	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$	

3 Tverrsnittdata

3 Tversnittsdاتا

Høyde dekke: $h := 0.4 \text{ m}$

Bredde dekke: $b := 1.2 \text{ m}$

Høyde hulrom: $h_{hull} := 320 \text{ mm}$

Bredde hulrom: $b_{hull} := 228 \text{ mm}$

Antall hulrom: $n_{hull} := 4$

Lengde dekke
(spennvidde): $L := 13.635 \text{ m}$

Areal dekke: $A_c := 215.7 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

2. Arealmoment dekke: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} - n_{hull} \cdot \left(\frac{b_{hull} \cdot h_{hull}^3}{12} \right) = 3.910 \cdot 10^9 \cdot \text{mm}^4$

$d := 360 \text{ mm}$

$e := 164 \text{ mm}$

4 Armering

Spennarmering:

10 tau av EN10138-3-Y1860S7-11:
(EN10138-3, tabell 2)

$n := 10$

$S_n := 75 \text{ mm}^2$

$A_p := n \cdot S_n = 750.000 \text{ mm}^2$

$f_{pk} := 1860 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$F_{p0.1k} := 120 \text{ kN}$

$f_{p0.1k} := \frac{F_{p0.1k}}{S_n} = 1600.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 1391.304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$E_p := 195000 \frac{N}{mm^2}$$

Største spennkraft:
(EC2, 5.10.2.1)

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 f_{pk}, 0.9 f_{p0.1k}) = 1440.000 \frac{N}{mm^2}$$

Spennkraft:

$$\sigma_{p0} := \frac{\left(8 \cdot \frac{100 \text{ kN}}{S_n}\right) + \left(2 \cdot \frac{80 \text{ kN}}{S_n}\right)}{n} = 1280.000 \frac{N}{mm^2}$$

5 Laster

Egenlast:

Lastfaktor:

$$\gamma_g := 1.2$$

Karakteristisk last:

$$g_{Ek} := 5.698 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last:

$$g_{Ed} := g_{Ek} \cdot \gamma_g = 6.838 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast:

Lastfaktor:

$$\gamma_p := 1.5$$

Karakteristisk last:

$$p_{ek} := 2.4 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last:

$$p := p_{ek} \cdot \gamma_p = 3.600 \frac{kN}{m}$$

6 Krefter

Moment fra egenvekt hulldekk:

$$M_{gEd} := \frac{g_{Ed} \cdot L^2}{8} = 158.900 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra nyttelst:

$$M_p := \frac{p \cdot L^2}{8} = 83.661 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra forspenningen:

$$M_P := -\sigma_{p0} \cdot A_p \cdot e = -157.440 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt opptredende moment:

$$M_{Ed} := M_{gEd} + M_p = 242.561 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt opptredende skjær:

$$V_{Ed} := (g_{Ed} + p) \cdot \frac{L}{2} = 71.158 \text{ kN}$$

Betongens styrke ved overføring:

$$t := 3$$

$$s := 0.2 \quad (\text{Sement klasse R})$$

(EC2-3.1.2)

$$\beta_{cc_3} := e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right)} = 0.663$$

$$f_{cm_3} := \beta_{cc_3} \cdot f_{cm} = 35.138 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ck_3} := f_{cm_3} - 8 \text{ MPa} = 27.138 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{cm_3} := \left(\frac{f_{cm_3}}{f_{cm}}\right)^{0.3} \cdot E_{cm} = 31823.847 \text{ MPa}$$

(EC2-3.1.3 (3))

$$f_{cd_3} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck_3}}{\gamma_c} = 15.378 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

7 Kontroll av lasteffektive momentkapasitet

7 Kontroll av langsiktig momentkapasitet

Spennings-tøyningssammenheng for dimensjonering av tverrsnitt (EC2-3.1.7 (3)):

Effektiv høyde for trykksone:

$$\lambda := 0.8 \quad \text{for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

Effektiv fasthet:

$$\eta := 1 \quad \text{for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{p_langtidseffekt} := -0.001$$

(Fra vedlegg 1.3, del 8)

$$\varepsilon'_p := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} + \varepsilon_{p_langtidseffekt} = 0.005564$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_p \right)} = 0.690$$

(Formelark BYGT2320)

$$A_{p.b} := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha_b \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 4372.039 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.b} > A_p = 750 \text{ mm} \Rightarrow \text{Underarmert}$$

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{\lambda \cdot \eta \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.118$$

$$\alpha \cdot d = 42.626 \text{ mm}$$

$$\alpha \cdot d < t_{ts} = 100 \text{ mm} \Rightarrow \text{kan regne som vanlig rektangulært tverrsnitt}$$

(BYGT2320 L13)

$$M_{Rd} := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 357.861 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} := 326.222 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed} \Rightarrow \text{OK!}$$

8 Skjærkraftkapasitet

$$y_t := 10.976 \text{ mm} \quad (\text{Fra vedlegg x.x, del 7})$$

$$I_t := 4.591 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\eta_{p1} := 3.2 \quad \text{Tau med 7 tråder}$$

$$\eta_1 := 1 \quad \text{Antar gode heftforhold}$$

$$\alpha_{ct} := 0.85 \quad (\text{NA.3.1.6 (2)})$$

$$f_{ctm} = 3.800 \text{ MPa} \quad (\text{EC2-Tabell 3.1})$$

$$\alpha := 1 \quad t < 28 \quad (\text{EC2-3.1.2 (9)})$$

$$f_{ctm_3} := (\beta_{cc_3})^\alpha \cdot f_{ctm} = 2.519 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd_3} := \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot \frac{f_{ctm_3}}{\gamma_c} = 0.999 \text{ MPa} \quad (\text{EC2-8.10.2.2 (1)})$$

$$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd_3} = 3.198 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 := 1.25 \quad \text{Plutselig avspenning} \quad (\text{EC2-8.10.2.2 (2)})$$

$$\alpha_2 := 0.19 \quad \text{Tau med 7 tråder}$$

$$\emptyset_p := 11 \text{ mm}$$

$$\sigma_{p0} = 1280.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$l_{pt} := \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \emptyset_p \cdot \sigma_{p0}}{f_{bpt}} = 1.046 \text{ m}$$

$$l_{pt2} := 1.2 \cdot l_{pt} = 1254.838 \text{ mm} \quad (\text{EC2-8.10.2.2 (3)})$$

$$l_x := d = 360.000 \text{ mm}$$

$$\alpha_l := \frac{l_x}{l_{pt2}} = 0.287$$

$$I_c = 3.910 \cdot 10^9 \cdot \text{mm}^4 \quad (\text{NS-EN 1168-4.3.3.2.2.3})$$

$$\frac{A_c}{4} = 53925.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{overhull}} := 50 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm} = 60000.000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_c}{4} < A_{\text{overhull}} \Rightarrow \text{Zs ligger dermed i øvre flens}$$

$$z_s := \frac{53925 \text{ mm}^2}{1200 \text{ mm}} = 44.938 \text{ mm}$$

$$S := \left(\frac{h}{2} - z_s \right) \cdot \frac{A_c}{2} = 16723490.625 \text{ mm}^3$$

$$b_w := 55 \text{ mm} \cdot 3 + 51 \text{ mm} \cdot 2 = 267.000 \text{ mm}$$

$$f_{ctk0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.800 \text{ MPa}$$

$$\varphi := 0.8$$

$$\beta := 0.9$$

$$\gamma_{P_{fav}} := 0.9$$

$$N_{Ed} := (1 + \varepsilon_{p_{\text{langtidseffekt}}}) \cdot \gamma_{P_{fav}} \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} = 863.136 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 4.002 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd.c} := \varphi \cdot \frac{I_c \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \beta \cdot \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 112.768 \text{ kN}$$

$$q_{Ed} := p + g_{Ed} = 10.438 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L}{2} = 71.158 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.red} := q_{Ed} \cdot \left(\frac{L}{2} - d \right) = 67.401 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.red} < V_{Rd.c} \quad \text{OK}$$

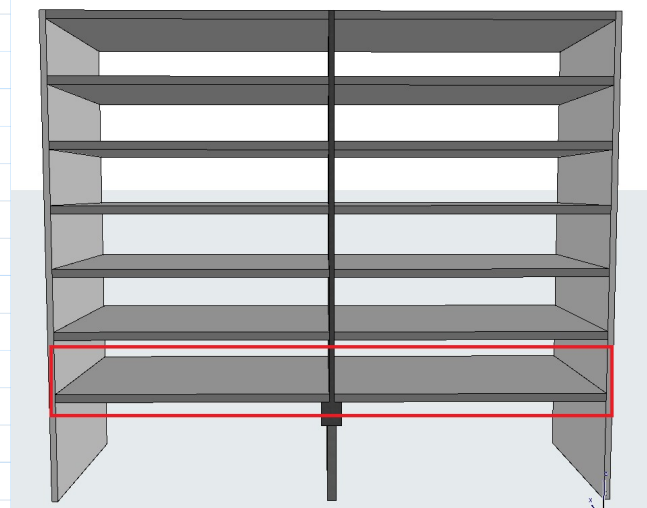
D.3 Vedlegg 1.2 – Langs- og tverrgående armering for hulldekke

Vedlegg 1.2

Beregning av langs- og tversgående armering, iht. NS-EN 1992 og Betongelementboken.

1 Orientering

I dette vedlegget blir hulldekket dimensjonert for langs- og tversgående armering.



Hulldekket markert

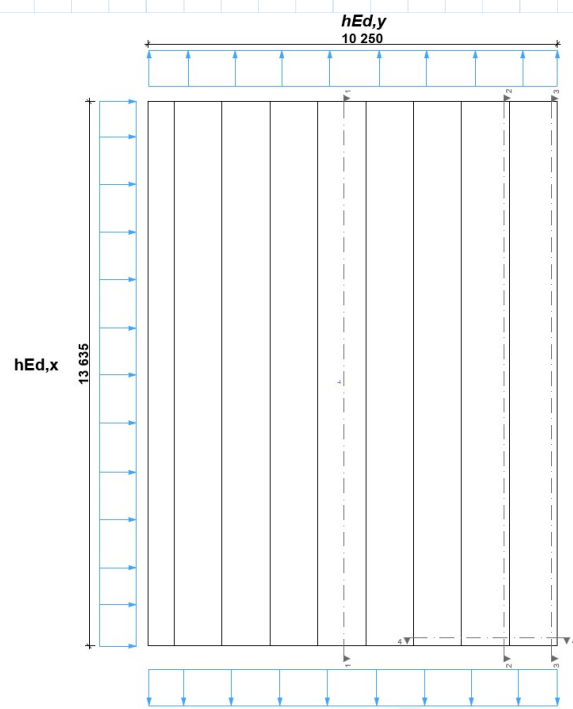
2. Lange og tværgående erfaring i bulldokket

2 Langs- og tversgående armering i hulldekket

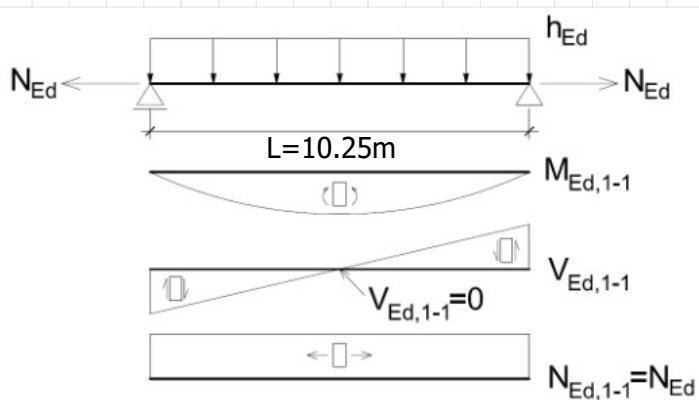
$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ctk0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.8 \text{ MPa}$$



Figur: Vindlast



Figur: Det vertikale avstivningssystemet er symmetrisk. Derfor er kraftdiagrammene langs gulvets korteste dimensjon de samme som for en fritt opplagt bjelke.

Fremgangsmåte hentet fra BEB - B12.4.4:

$$h_{Ek.y} := -6.8 \frac{kN}{m}$$

(Vedlegg 0)

$$h_{Ek.x} := 4.531 \frac{kN}{m}$$

$$\gamma_{vind} := 1.5$$

$$h_{Ed.y} := h_{Ek.y} \cdot \gamma_{vind} = -10.2 \frac{kN}{m}$$

$$h_{Ed.x} := h_{Ek.x} \cdot \gamma_{vind} = 6.797 \frac{kN}{m}$$

$$L_x := 10.25 \text{ m}$$

$$L_y := 13.635 \text{ m}$$

$$t := 0.4 \text{ m}$$

$$b := 1.2 \text{ m}$$

$$M(x) := \frac{h_{Ed.y} \cdot L_x}{2} \cdot x - h_{Ed.y} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) := \frac{h_{Ed.y} \cdot L_x}{2} - h_{Ed.y} \cdot x$$

$$N_{Ed} := h_{Ed.x} \cdot L_y = 92.67 \text{ kN}$$

Snitt 1-1, Langsgående armering:

$$M_{Ed.1_1} := M \left(\frac{L_x}{2} \right) = -133.955 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.1_1} := V \left(\frac{L_x}{2} \right) = 0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.1_1} := N_{Ed} = 92.67 \text{ kN}$$

Antar at den effektive dybden er:

$$d := L_y = 13.635 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{d} = 0.752$$

BEB Figur B 12.47

$$z/d = 0.5 \Rightarrow z := 0.5 \cdot d = 6.818 \text{ m} \quad (\text{indre momentarm})$$

$$S := \frac{M_{Ed.1_1}}{z} + \frac{N_{Ed.1_1}}{2} = 26.686 \text{ kN}$$

(Bruker halve N_{Ed}, da begge sider av dekket vil armeres med samme armering)

Må sjekke for minimum strekkraft:

$$T_2 := \max \left(20 \cdot \frac{L_y}{2 \text{ m}}, 70 \right) \text{ kN} = 136.35 \text{ kN}$$

$$T_{min} := T_2 = 136.35 \text{ kN}$$

$$S_{Ed} := \max (S, T_{min}) = 136.35 \text{ kN}$$

$$f_{yd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nødvendig langsående armering:

$$A_{sm.1_1} := \frac{S_{Ed}}{f_{yd}} = 313.448 \text{ mm}^2$$

Snitt 2-2, langsgående armering:

$x := 1.2 \text{ m}$ (Ser på skjærkreftene i knutepunkt mellom hulldekkene, ett element fra enden)

$$M_{Ed.2_2} := M(x) = -55.386 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.2_2} := V(x) = -40.035 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.2_2} := N_{Ed} = 92.67 \text{ kN}$$

$$A_{sm1} := \left(\frac{M_{Ed.2_2}}{z} + \frac{N_{Ed.2_2}}{2} \right) \cdot \frac{1}{f_{yd}} = 87.841 \text{ mm}^2$$

Skjærfriksjonsmodell hentet fra BEB Tabell B16.5:

$$0.6 \cdot f_{yd} \cdot A_s \geq V_{Ed.2_2}$$

Armerer begge sider av dekket: $A_s = 2 \cdot A_{sm2}$

$$A_{sm2} := \frac{V_{Ed.2_2}}{2 \cdot 0.6 \cdot f_{yd}} = -76.695 \text{ mm}^2$$

$$A_{sm.2_2} := A_{sm1} + A_{sm2} = 11.146 \text{ mm}^2$$

Basert på kravene fra snitt 1-1 og snitt 2-2, blir minste armeringsmengde:

$$A_{sm.min} := \max(A_{sm.1_1}, A_{sm.2_2}) = 313.448 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl} := \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Velger 1Ø20 i hver langsgående retning

Snitt 3-3 Tverrarmering

$$M_{Ed.3_3} := M(0 \text{ m}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.3_3} := V(0 \text{ m}) = -52.275 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.3_3} := N_{Ed} = 92.67 \text{ kN}$$

$$A_i := d \cdot t = (5.454 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_{sV} := \frac{V_{Ed.3_3} - 0.03 \cdot f_{ctd} \cdot A_i}{0.5 \cdot f_{yd}} = -1.594 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad (\text{BEB Tabell B16.5})$$

negativt => ikke nødvendig med skjærarmering, sjekker for min armering:

$$A_{sV.min} := \frac{0.25 \cdot V_{Ed.3_3}}{0.5 \cdot f_{yd}} = -60.086 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.3_3} := A_{sV.min} = -60.086 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing_8 := \pi \cdot \left(\frac{8 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 50.265 \text{ mm}^2$$

Velger 1Ø8 i hver ende.

Snitt 4-4, Tverrarmering i hvert separate hulldekke

$$M_{Ed.4_4} := 0$$

Skjærkreftene beregnes basert på skjær fra snitt 2-2:

$$V_{Ed.4_4} := \frac{b \cdot V_{Ed.2_2}}{z} = -7.047 \text{ kN}$$

Minimum skjærkrefter (BEB Figur B8.14):

$$c := 1.2 \quad (\text{hulldekkets bredde i m})$$

$$T_1 := 20 \text{ kN} \cdot c = 24 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.4_4} := \max(V_{Ed.4_4}, T_1) = 24 \text{ kN}$$

(BEB Tabell B16.5)

$$A_{sV} := \frac{V_{Ed.4_4} - 0.03 \cdot f_{ctd} \cdot A_i}{0.5 \cdot f_{yd}} = -1.244 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

negativt => ikke nødvendig med skjærarmering, sjekker for min armering:

$$A_{sV.min} := \frac{0.25 \cdot V_{Ed.4_4}}{0.5 \cdot f_{yd}} = 27.586 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.4_4} := A_{sV.min} = 27.586 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} := \pi \cdot \left(\frac{6 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 28.274 \text{ mm}^2$$

Velger 1Ø6 i hver hulldekke rad

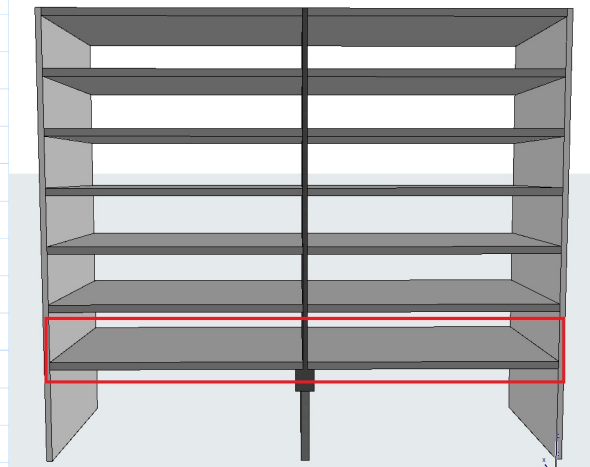
D.4 Vedlegg 1.3 – Kapasitetskontroll av forspent hulldekke i SLS

Vedlegg 1.3

Beregning av forspent hulldekke i bruksgrensetilstand, iht. NS-EN 1992.

1 Orientering

I dette vedlegget blir hulldekket (markert i rødt) dimensjonert for bruksgrensetilstanden



2 Materialdata

2 Materialdata

Betong

Tyngdetetthet:	$\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$	(EC1, Tabell A.1)
Sylindertrykkfasthet:	$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Sylinderstrekkfasthet:	$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{ck} := f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 45 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.5$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Sikkerhetsfaktor:	$\alpha_{cc} := 0.85$	(EC2, NA3.1.6.(1))
Dimensjonerende trykkfasthet:	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	(EC2, eq 3.15)
Elastisitetsmodul:	$E_{cm} := 36 \text{ GPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Tøyningsgrense for trykk:	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	(EC2, Tabell 3.1)

Armering

Karakteristisk flytegrense:	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	(B500NC)
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.15$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Dimensjonerende flytegrense:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Elastisitetsmodul:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$	(EC2, 3.2.7 (4))
Duktilitet	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$	

3 Tverrsnittdata

3 Tversnittsdta

Høyde dekke: $h := 0.4 \text{ m}$

Bredde dekke: $b := 1.2 \text{ m}$

Høyde hulrom: $h_{hull} := 320 \text{ mm}$

Bredde hulrom: $b_{hull} := 228 \text{ mm}$

Antall hulrom: $n_{hull} := 4$

Lengde dekke
(spennvidde): $L := 13.635 \text{ m}$

Areal dekke: $A_c := 215.7 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

2. Arealmoment dekke: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} - n_{hull} \cdot \left(\frac{b_{hull} \cdot h_{hull}^3}{12} \right) = (3.91 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$

$d := 360 \text{ mm}$

$e := 164 \text{ mm}$

4 Armering

Spennarmering:

10 tau av EN10138-3-Y1860S7-11: $n := 10$
(EN10138-3, tabell 2)

$S_n := 75 \text{ mm}^2$

$A_p := n \cdot S_n = 750 \text{ mm}^2$

$f_{pk} := 1860 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$F_{p0.1k} := 120000 \text{ N}$

$f_{p0.1k} := \frac{F_{p0.1k}}{S_n} = (1.6 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$E_p := 195000 \text{ MPa}$

Største spennkraft:
(EC2, 5.10.2.1)

$$\sigma_{p.max} := \min(0.8 f_{pk}, 0.9 f_{p0.1k}) = (1.44 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Spennkraft:

$$\sigma_{p0} := \frac{\left(8 \frac{100 \text{ kN}}{S_n}\right) + \left(2 \frac{80 \text{ kN}}{S_n}\right)}{n} = (1.28 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

5 Laster

Egenlast:

Lastfaktor:

$$\gamma_g := 1.2$$

Egenvekt:

$$m_{HD} := 484 \frac{kg}{m^2}$$

Karakteristisk last:

$$g := m_{HD} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} \cdot b = 5.698 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last:

$$g_{Ed} := g \cdot \gamma_g = 6.837 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast:

Lastfaktor:

$$\gamma_p := 1.5$$

Karakteristisk last:

$$p := 2.0 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last:

$$p_{ed} := p \cdot \gamma_p = 3 \frac{kN}{m}$$

6 Krefter

Karakteristisk moment fra egenvekt hulldekke:

$$M_g := \frac{g \cdot L^2}{8} = 132.409 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristisk moment fra nyttelast:

$$M_p := \frac{p \cdot L^2}{8} = 46.478 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra forspenningen:

$$M_P := -\sigma_{p0} \cdot A_p \cdot e = -157.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt karakteristisk moment:

$$M := M_g + M_p = 178.887 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7 Spenning i betongen ved overføring

Spennarmeringen kappes 3 dager (72 timer) etter støp.

Spenningsbegrensning:

For førøppspente elementer kan spenningen på tidspunktet for overføring av forspenningen settes til: $0.7 \cdot f_{ck,t}$, så lenge forsøk eller erfaring viser at opprissing i lengderetning unngås. (EC2, 5.10.2.2)

Betongens styrke ved overføring:

$$t := 3$$

$$s := 0.2 \quad (\text{Sement klasse R}) \quad (\text{EC2-3.1.2})$$

$$\beta_{cc,3} := e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right)} = 0.663$$

$$f_{cm,3} := \beta_{cc,3} \cdot f_{cm} = 35.138 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ck,3} := f_{cm,3} - 8 \text{ MPa} = 27.138 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{cm,3} := \left(\frac{f_{cm,3}}{f_{cm}}\right)^{0.3} \cdot E_{cm} = (3.182 \cdot 10^4) \text{ MPa} \quad (\text{EC2-3.1.3(3)})$$

Tverrsnitt uten riss (Stadium I):

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm,3}} = 6.127$$

(Formelark BYGT2320)

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = (2.195 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 2.873 \text{ mm}$$

$$I_{t,3} := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (4.011 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Indre laster:

$$N_{P,3} := -\sigma_{p0} \cdot A_p = -960 \text{ kN}$$

$$M_{P,3} := N_{P,3} \cdot (e - y_t) = -154.682 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenningsfordeling i tverrsnittet ved oppleggene:

Betongens spenning i nedre fibre:

$$\sigma_{c_n,3} := \frac{N_{P,3}}{A_t} + \frac{M_{P,3}}{I_{t,3}} \cdot \left(\frac{h}{2} - y_t \right) = -11.974 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av tillatt

trykkspenning: $\sigma_{c_n} < 0.7 \cdot f_{ck,3} \Rightarrow \text{OK}$

Betongens spenning i øvre fibre:

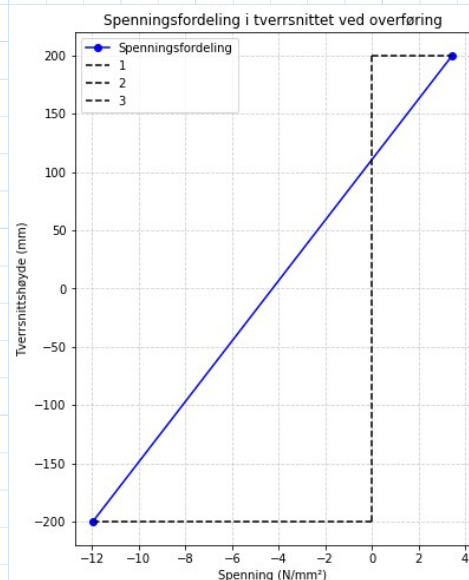
$$\sigma_{c_\emptyset,3} := \frac{N_{P,3}}{A_t} + \frac{M_{P,3}}{I_{t,3}} \cdot \left(-\frac{h}{2} - y_t \right) = 3.451 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av tillatt

strekkspenning: $\sigma_{c_\emptyset} < f_{ctm} \Rightarrow \text{OK}$

Betongens spenning der spennarmeringen ligger:

$$\sigma_{c_p,3} := \frac{N_{P,3}}{A_t} + \frac{M_{P,3}}{I_{t,3}} \cdot (e - y_t) = -10.586 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$\Delta \varepsilon_{p_3} := \left| \frac{\sigma_{c_p_3}}{E_{cm_3}} \right| = 3.326 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_{p_3} := \Delta \varepsilon_{p_3} \cdot E_p = 64.866 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsfordeling i tversnittet midt på spennet:

Indre laster:

$$N_3 := -\sigma_{p0} \cdot A_p = -960 \text{ kN}$$

$$M_3 := N_{p_3} \cdot (e - y_t) + M_g = -22.274 \text{ kN} \cdot m$$

Nedre fibre:

$$\sigma_{c_n_3} := \frac{N_3}{A_t} + \frac{M_3}{I_{t_3}} \cdot \left(\frac{h}{2} - y_t \right) = -5.467 \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning:

$$\sigma_{c_n_3} < 0.7 \cdot f_{ck_3} \Rightarrow \text{OK}$$

Øvre fibre:

$$\sigma_{c_\emptyset_3} := \frac{N_3}{A_t} + \frac{M_3}{I_{t_3}} \cdot \left(-\frac{h}{2} - y_t \right) = -3.246 \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning:

$$\sigma_{c_\emptyset_3} < 0.7 \cdot f_{ck_3} \Rightarrow \text{OK}$$

Betongens spenning der spennarmeringen ligger:

$$\sigma_{c_p_3} := \frac{N_{p_3}}{A_t} + \frac{M_3}{I_{t_3}} \cdot (e - y_t) = -5.267 \frac{N}{mm^2}$$

5 Langtids spenninger med nensyn til langtidskap og -effekter

Egenvekt av hulldekke blir påført etter 3 dager.

$$t_{g1} := 3$$

Egenvekt av nyttelasten blir påført etter 28 dager.

$$t_p := 28$$

Relativ luftfuktighet (i %): $RH := 40$ (BEB tabell C 1.1)

Effekt av elastisk deformasjon og kryp:

$$h_0 := \frac{2 A_c}{2 b} \frac{1}{\text{mm}} = 179.75 \quad (\text{i mm}) \quad (\text{EC2 tillegg B.1})$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.813$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \left(1 + (0.012 RH)^{18} \right) h_0 + 250 \alpha_3, 1500 \alpha_3 \right) = 472.785$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

$$\beta_c(\infty, 3) = 1$$

$$\beta_c(28, 3) = 0.408$$

$$\beta(t, t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

$$\beta(t, 3) = 0.743$$

$$\beta(t, 28) = 0.488$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8 \text{ MPa}^{0.5}}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \alpha_2 = 1.652$$

$$\varphi_0(t, t_0) := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t, t_0)$$

$$\varphi_0(t, 3) = 2.833$$

$$\varphi_0(t, 28) = 1.862$$

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0(t, t_0) \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi(\infty, 3) = 2.833$$

$$\varphi(\infty, 28) = 1.862$$

$$\varphi(28, 3) = 1.155$$

$$E_{cL}(t, t_0) := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

$$E_{cL}(\infty, 3) = (9.392 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$E_{cL}(\infty, 28) = (1.258 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_{cL}(28, 3) = (1.671 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Braker tilnærmingen for gjennomsnittlig E-modul for å finne midlere E-modul:

$$E_{middel} := \frac{M_g + M_p + |M_P|}{\frac{M_g + |M_P|}{E_{cL}(\infty, 3)} + \frac{M_p}{E_{cL}(\infty, 28)}} = (9.732 \cdot 10^3) \text{ MPa} \quad (\text{Formelark BYGT2320})$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel}} = 20.036$$

$$A_i := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = (2.3 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 10.181 \text{ mm}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (4.27 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$N := -\sigma_{p0} \cdot A_p = -960 \text{ kN}$$

$$M := N \cdot (e - y_t) + M_g + M_p = 31.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongens spenning i nedre fibre:

$$\sigma_{c_n} := \frac{N}{A_t} + \frac{M}{I_t} \left(\frac{h}{2} - y_t \right) = -2.786 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongens spenning i øvre fibre:

$$\sigma_{c_{\emptyset}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M}{I_t} \left(-\frac{h}{2} - y_t \right) = -5.711 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongens spenning der spennarmeringen ligger:

$$\sigma_{c_p} := \frac{N}{A_t} + \frac{M}{I_t} (e - y_t) = -3.05 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Endring i spennarmering på grunn av elastisk deformasjon og kryp:

$$\Delta\sigma_{p_{kryp}} := \frac{\sigma_{c_p}}{E_{middel}} E_p = -61.103 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tøyning i spennarmeringen på grunn av elastisk deformasjon og kryp:

$$\varepsilon_{p_{kryp}} := \frac{\Delta\sigma_{p_{kryp}}}{E_p} = -3.133 \cdot 10^{-4}$$

Effekt av svinn:

$$RH_0 := 100 \text{ (i \%)} \quad (\text{EC2 tillegg B.2})$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.451$$

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ds1} := 6 \quad (\text{for sementklasse R})$$

$$\alpha_{ds2} := 0.11 \quad (\text{for sementklasse R})$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \left((220 + 110 \alpha_{ds1}) e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \beta_{RH} = 6.058 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (\text{EC2-3.1.4(6)})$$

$$\beta_{ds}(\infty, 3) = 1$$

$$\beta_{ds}(\infty, 28) = 1$$

$$\beta_{ds} := 1 \quad \text{for } t = \infty$$

$$k_h := 0.95 \quad \text{for } h_0 = 179.75 \quad (\text{EC2-tabell 3.3})$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 5.755 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}} \quad (\text{EC2-3.1.4(6)})$$

$$\beta_{as}(\infty) = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as}(\infty) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Total svinntøyning: $\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 6.63 \cdot 10^{-4}$ (EC2-3.1.4(6))

$$\varepsilon_{cs} := -6.63 \cdot 10^{-4}$$

Svinn fører til ytterlige laster midt på spennet:

$$N_s := -\varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 96.964 \text{ kN}$$

$$M_s := N_s \cdot (e - y_t) = 14.915 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endring i betongens spenning i nedre fibre:

$$\Delta\sigma_{c_n_svinn} := \frac{N_s}{A_t} + \frac{M_s}{I_t} \left(\frac{h}{2} - y_t \right) = 1.085 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Endring i betongens spenning i øvre fibre:

$$\Delta\sigma_{c_ø_svinn} := \frac{N_s}{A_t} + \frac{M_s}{I_t} \left(-\frac{h}{2} - y_t \right) = -0.313 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Endring i betongens spenning der spennarmeringen ligger:

$$\Delta\sigma_{c_p_svinn} := \frac{N_s}{A_t} + \frac{M_s}{I_t} (e - y_t) = 0.959 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Endring av spenningen i spennarmering på grunn av svinn:

$$\Delta\sigma_{p_svinn} := \left(\varepsilon_{cs} + \frac{\Delta\sigma_{c_p_svinn}}{E_{middel}} \right) \cdot E_p = -110.072 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tøyning i spennarmeringen på grunn av svinn:

$$\varepsilon_{p_svinn} := \frac{\Delta\sigma_{p_svinn}}{E_p} = -5.645 \cdot 10^{-4}$$

Effekt av relaksasjon:

Ved førøppspenning er σ_{pi} største strekkspenning påført spennarmeringen fratrullet det tapet som oppstår under oppspenningsprosessen. (EC2-3.3.2(7))

$$\sigma_{pi} := \sigma_{p0}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.688 \quad (\text{EC2-3.3.2(7)})$$

$$t := 500000 \text{ (i timer)} \quad (\text{EC2-3.3.2(8)})$$

$$\rho_{1000} := 2.5 \text{ (i \%, for klasse 2)} \quad (\text{EC2-3.3.2(6)})$$

Absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen: (for klasse 2)

$$\Delta\sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot \left(0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \right) 10^{-5} = 47.382 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{EC2-3.3.2(7)})$$

$$N_{pr} := \Delta\sigma_{pr} \cdot A_p = 35.537 \text{ kN}$$

$$M_{pr} := N_{pr} \cdot (e - y_t) = 5.466 \text{ kN} \cdot m$$

Endring i betongens spenning i nedre fibre:

$$\Delta\sigma_{c_n_relaksasjon} := \frac{N_{pr}}{A_t} + \frac{M_{pr}}{I_t} \left(\frac{h}{2} - y_t \right) = 0.398 \frac{N}{mm^2}$$

Endring i betongens spenning i øvre fibre:

$$\Delta\sigma_{c_ø_relaksasjon} := \frac{N_{pr}}{A_t} + \frac{M_{pr}}{I_t} \left(-\frac{h}{2} - y_t \right) = -0.115 \frac{N}{mm^2}$$

Endring i betongens spenning der spennarmeringen ligger:

$$\Delta\sigma_{c_p_relaksasjon} := \frac{N_{pr}}{A_t} + \frac{M_{pr}}{I_t} (e - y_t) = 0.351 \frac{N}{mm^2}$$

Endring av spenningen i spennarmering på grunn av relaksasjon:

$$\Delta\sigma_{p_relaksasjon} := \frac{\Delta\sigma_{c_p_relaksasjon}}{E_{middel}} \cdot E_p = 7.042 \frac{N}{mm^2}$$

Tøyning i spennarmeringen på grunn av relaksasjon:

$$\varepsilon_{p_relaksasjon} := \frac{\Delta\sigma_{p_relaksasjon}}{E_p} = 3.611 \cdot 10^{-5}$$

Total spenning med hensyn til alle langtidseffekter:

Langtidsspenning i nedre fibre:

$$\sigma_{c_n_langtidseffekt} := \sigma_{c_n} + \Delta\sigma_{c_n_svinn} + \Delta\sigma_{c_n_relaksasjon} = -1.304 \frac{N}{mm^2}$$

Langtidsspenning i øvre fibre:

$$\sigma_{c_ø_langtidseffekt} := \sigma_{c_ø} + \Delta\sigma_{c_ø_svinn} + \Delta\sigma_{c_ø_relaksasjon} = -6.138 \frac{N}{mm^2}$$

Langtidsspenning der spennarmeringen ligger:

$$\sigma_{p_langtidseffekt} := \sigma_{p0} + \Delta\sigma_{p_kryp} + \Delta\sigma_{p_svinn} - \Delta\sigma_{pr} - \Delta\sigma_{p_relaksasjon} = (1.054 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta\sigma_{p_langtidseffekt} := \Delta\sigma_{p_kryp} + \Delta\sigma_{p_svinn} - \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{p_relaksasjon} = -211.515 \frac{N}{mm^2}$$

Langtidstøyning i spennarmeringen:

$$\varepsilon_{p_langtidseffekt} := \frac{\Delta\sigma_{p_langtidseffekt}}{E_p} = -0.0011$$

3. Kontroll av bruksgrensetilstander

9 Kontroll av bruksgrensetilstander

Deformasjoner (nedbøyning):

(BEB Bind C-1.3.3)

(nedbøyning over horisontalen er definert negativ)

Oppbøyning (δ_1) ved overføring:

$$E_{cm_3} = (3.182 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

$$I_{t_3} = (4.011 \cdot 10^9) mm^4$$

$$EI := E_{cm_3} \cdot I_{t_3} = (1.277 \cdot 10^{14}) N \cdot mm^2$$

$$\delta_1 := \frac{M_{P_3} \cdot L^2}{8 \cdot E_{cm_3} \cdot I_{t_3}} + \frac{5}{384} \frac{g \cdot L^4}{E_{cm_3} \cdot I_{t_3}} = -8.072 mm$$

Oppbøyning (δ_2) umiddelbart etter påføring av permanente laster:

$$E_{middel} := \frac{\frac{M_g + |M_P|}{M_g + |M_P|}}{E_{cL}(28,3)} = (1.671 \cdot 10^4) MPa$$

(Formelark BYGT2320)

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel}} = 11.672$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = (2.237 \cdot 10^5) mm^2$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 5.868 mm$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (4.117 \cdot 10^9) mm^4$$

$$EI := E_{middel} \cdot I_t = (6.878 \cdot 10^{13}) N \cdot mm^2$$

$$P := -\sigma_{p0} \cdot A_p = -960 kN$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \frac{g \cdot L^4}{EI} + \frac{P \cdot (e - y_t) \cdot L^2}{8 EI} = -14.01 mm$$

(Svinn er neglisjert, fordi det fortsatt er relativt tidlig i betongens levetid (t=30))

Oppbøyning (δ_3) etter lang tid uten nyttelast:

$$E_{middel} := \frac{M_g + |M_P|}{\frac{M_g + |M_P|}{E_{cL}(\infty, 3)}} = (9.392 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel}} = 20.763$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = (2.305 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 10.545 \text{ mm}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (4.283 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{middel} \cdot I_t = (4.022 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$P := -\sigma_{p0} \cdot A_p = -960 \text{ kN}$$

$$\delta_3 := \frac{5}{384} \frac{g \cdot L^4}{EI} + \frac{P \cdot (e - y_t) \cdot L^2}{8 EI} + \frac{M_s \cdot L^2}{8 EI} = -12.747 \text{ mm}$$

Nedbøyning (δ_4) etter lang tid med full nyttelast:

$$E_{middel} := \frac{M_g + |M_P| + M_p}{\frac{M_g + |M_P|}{E_{cL}(\infty, 3)} + \frac{M_p}{E_{cL}(\infty, 28)}} = (9.732 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel}} = 20.036$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = (2.3 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 10.181 \text{ mm}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (4.27 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{middel} \cdot I_t = (4.156 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$P := -\sigma_{p0} \cdot A_p = -960 \text{ kN}$$

$$\delta_4 := \frac{5}{384} \frac{(p+g) \cdot L^4}{EI} + \frac{P \cdot (e-y_t) \cdot L^2}{8 EI} + \frac{M_s \cdot L^2}{8 EI} = 9.127 \text{ mm}$$

Anbefalte maksimale deformasjoner for forspente elementer: (BEB-tabell C1.6)

$$\delta_1 \leq \frac{L}{400} \leq 20 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$\delta_3 \geq 0 \quad \text{og tilnærmet lik} \quad \delta_2 > 0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$\delta_4 \geq -\frac{L}{500} \geq -20 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Punkt i deformasjonsforløpet	Type bygg	Bjelker	Ribbeplater	Huldekker		
				Selvtjevneende masse	Påstøp	Tekking
1 (δ_1)	Industri	$\leq l/200$	$\leq l/200 \leq 40$	$\leq l/400 \leq 30$	$\leq l/300 \leq 30$	$\leq l/300 \leq 40$
	Kontor	$\leq l/300$	$\leq l/300 \leq 30$	$\leq l/500 \leq 20$	$\leq l/400 \leq 25$	$\leq l/300 \leq 30$
	Bolig	$\leq l/400$	$\leq l/400 \leq 25$	$\leq l/500 \leq 15$	$\leq l/400 \leq 20$	$\leq l/400 \leq 30$
3 (δ_3)	Industri	≥ 0				
	Kontor	≥ 0	$\approx \delta_2 > 0$			
	Bolig	≥ 0	$\approx \delta_2 > 0$			
4 (δ_4)	Industri	$\geq -l/300 \geq -40$		$\geq -l/300 \geq -30$		
	Kontor	$\geq -l/400 \geq -30$	$\geq -l/400 \geq -25$	$\geq -l/400 \geq -25$		
	Bolig	$\geq -l/500 \geq -20$				

Nedbøyning iht. EC2:

$$\delta < \frac{L}{250} \Rightarrow \text{OK} \quad (\text{EC2-7.4.1(4)})$$

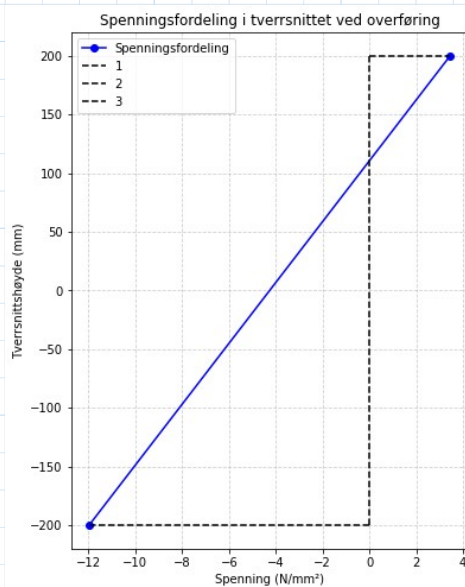
$$\delta_4 < \frac{L}{500} \Rightarrow \text{OK} \quad (\text{EC2-7.4.1(5)})$$

(passende grenseverdi etter ferdig bygging for kombinasjoner med tilnærmet permanente laster)

Trykkavlastning:

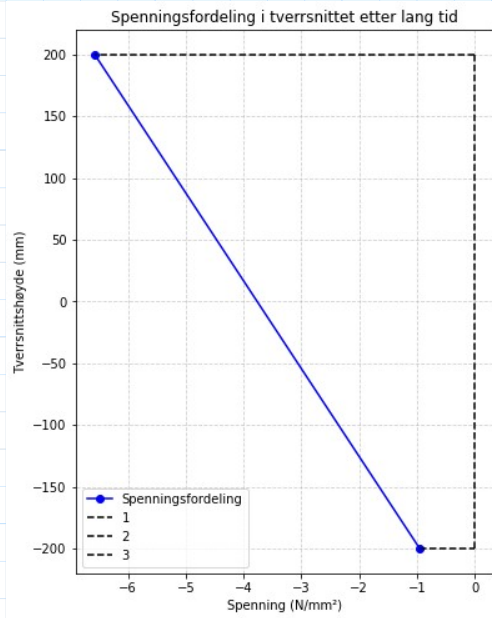
Grensen for trykkavlastning krever at alle deler av spennkablene eller kabelkanalene ligger minst 25 mm innenfor betongtrykksone. (EC2-7.3.1(5))

Spenninger ved overføring:



Nedre del av tverrsnittet er i trykk
 $\Rightarrow$ OK

Spenninger etter lang tid:



Hele tverrsnittet er i trykk
=> OK

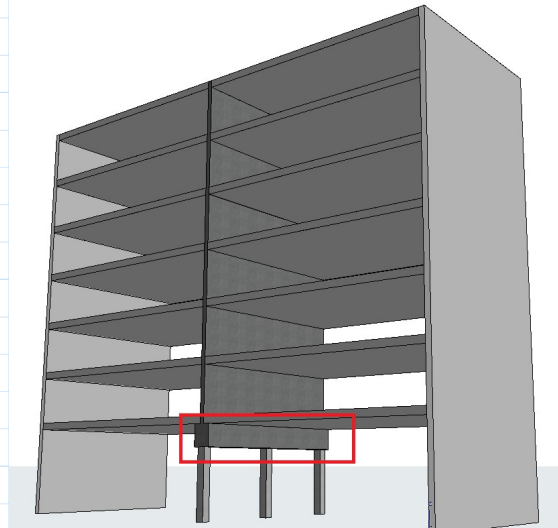
D.5 Vedlegg 2.1 – Kapasitetskontroll av bjelke i ULS

Vedlegg 2.1

Kapasitetskontroll av bjelke i bruddgrensetilstanden (ULS), iht. NS-EN 1992.

1 Orientering

I dette vedlegget blir bjelken (markert i rødt) dimensjonert for bruddgrensetilstanden



2 Materialdata

2 Materialdata

Betong

Tyngdetetthet:	$\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$	(EC1, Tabell A.1)
Sylindertrykkfasthet:	$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Sylinderstrekkfasthet:	$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{ck} := f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 45 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.5$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Sikkerhetsfaktor:	$\alpha_{cc} := 0.85$	(EC2, NA3.1.6.(1))
Dimensjonerende trykkfasthet:	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	(EC2, eq 3.15)
Elastisitetsmodul:	$E_{cm} := 36 \text{ GPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Tøyningsgrense for trykk:	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	(EC2, Tabell 3.1)

Armering

Karakteristisk flytegrense:	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	(B500NC)
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.15$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Dimensjonerende flytegrense:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Elastisitetsmodul:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$	(EC2, 3.2.7 (4))
Duktilitet	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$	
	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.0025$	

3 Tversnittsdta

Høyde bjelke:	$h := 1200 \text{ mm}$
Bredde bjelke:	$b := 1000 \text{ mm}$
Lengde bjelke:	$L := 10.25 \text{ m}$
Lengde felt:	$L_{spenn} := \frac{L}{2} = 5.125 \text{ m}$
Dybde bjelke:	$B := 13.635 \text{ m}$
Areal bjelke:	$A_c := b \cdot h = (1.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$
2. Arealmoment bjelke:	$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = (1.44 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$
	$d := 1100 \text{ mm}$

4 Armering

Lengdearmering:

Diameter overkant:	$\varnothing_{s.ok} := 25 \text{ mm}$
Diameter underkant:	$\varnothing_{s.uk} := 25 \text{ mm}$
Areal overkant:	$A_{s.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.ok}}{2} \right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$
Areal underkant:	$A_{s.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.uk}}{2} \right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$

Skjærarmering:

Diameter bøyer:	$\varnothing_w := 20 \text{ mm}$
Areal bøyer:	$A_w := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_w}{2} \right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2$

5 Laster

Antall etasjer: $n := 6$

Egenlast:

Lastfaktor: $\gamma_g := 1.2$

Karakteristisk last bjelke: $g_{Ek1} := \rho_c \cdot b \cdot h = 30 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last bjelke: $g_{Ed1} := g_{Ek1} \cdot \gamma_g = 36 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk last HD400: $g_{Ek2} := n \cdot 484 \frac{kg}{m^2} \cdot B \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 388.437 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last HD400: $g_{Ed2} := g_{Ek2} \cdot \gamma_g = 466.125 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk last bærevegger: $g_{Ek3} := n \cdot \rho_c \cdot 250 \text{ mm} \cdot 2750 \text{ mm} = 103.125 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last bærevegger: $g_{Ed3} := g_{Ek3} \cdot \gamma_g = 123.75 \frac{kN}{m}$

Total karakteristisk egenlast: $g_{Ek} := g_{Ek1} + g_{Ek2} + g_{Ek3} = 521.562 \frac{kN}{m}$

Total dimensjonerende egenlast: $g_{Ed} := g_{Ed1} + g_{Ed2} + g_{Ed3} = 625.875 \frac{kN}{m}$

Nyttelast:

Lastfaktor: $\gamma_p := 1.5$

Reduksjonsfaktor: $\alpha_n := 0.8$

Karakteristisk last: $p_{Ek} := \alpha_n \cdot n \cdot 2 \frac{kN}{m^2} \cdot B = 130.896 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last: $p_{Ed} := p_{Ek} \cdot \gamma_p = 196.344 \frac{kN}{m}$

Snølast:

Lastfaktor

$$\gamma_s := 1.5$$

Karakteristisk last:

$$s_{Ek} := 1.2 \frac{kN}{m^2} \cdot B = 16.362 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last:

$$s_{Ed} := s_{Ek} \cdot \gamma_s = 24.543 \frac{kN}{m}$$

Totallast:

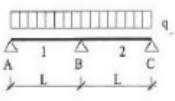
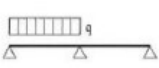
Karakteristisk totallast:

$$q_{Ek} := g_{Ek} + p_{Ek} + s_{Ek} = 668.82 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende totallast:

$$q_{Ed} := g_{Ed} + p_{Ed} + s_{Ed} = 846.762 \frac{kN}{m}$$

6 Lasttilfeller

System og last	Maksimalt feltmoment (qL^2)	Støttemoment (qL^2)	Reaksjonskrefter (qL)
	$M_1 = 0.0703$ $M_2 = 0.0703$	$M_B = -0.125$	$A = 0.375$ $B = 1.25$
	$M_1 = 0.0957$	$M_B = -0.0625$	$A = 0.4375$ $B = 0.625$ $C = -0.0625$

Lasttilfelle 1: Nyttelast over hele bjelken

Moment midtstøtte:

$$M_{midt.1} := -0.125 \cdot q_{Ed} \cdot L_{spenn}^2 = -2.78 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot m$$

Feltmoment:

$$M_1 := 0.0703 \cdot q_{Ed} \cdot L_{spenn}^2 = (1.564 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot m$$

Opplagerreaksjon midtstøtte:

$$F_{midt.1} := 1.25 \cdot q_{Ed} \cdot L_{spenn} = (5.425 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Opplagerreaksjon endestøtter:

$$F_1 := 0.375 \cdot q_{Ed} \cdot L_{spenn} = (1.627 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Skjærkraft ved midtstøtte: $V_{midt.1} := \frac{F_{midt.1}}{2} = (2.712 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Skjærkraft ved endestøtter: $V_1 := F_1 = (1.627 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Lasttilfelle 2: Nyttelast plassert på et felt

Støttemomentmoment:

$$M_{midt.2} := -0.125 \cdot g_{Ed} \cdot L_{spenn}^2 - 0.0625 \cdot (p_{Ed} + s_{Ed}) \cdot L_{spenn}^2 = -2.417 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot m$$

Feltmoment:

$$M_2 := 0.0703 \cdot g_{Ed} \cdot L_{spenn}^2 + 0.0957 \cdot (p_{Ed} + s_{Ed}) \cdot L_{spenn}^2 = (1.711 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot m$$

Opplagerreaksjon midtstøtte:

$$F_{midt.2} := 1.25 \cdot g_{Ed} \cdot L_{spenn} + 0.625 \cdot (p_{Ed} + s_{Ed}) \cdot L_{spenn} = (4.717 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Største opplagerreaksjon i endestøtte:

$$F_2 := 0.375 \cdot g_{Ed} \cdot L_{spenn} + 0.4375 \cdot (p_{Ed} + s_{Ed}) \cdot L_{spenn} = (1.698 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Skjærkraft ved midtstøtte:

$$V_{midt.2} := \frac{1.25 \cdot g_{Ed} \cdot L_{spenn}}{2} + 0.625 \cdot (p_{Ed} + s_{Ed}) \cdot L_{spenn} = (2.712 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Skjærkraft ved endestøtter:

$$V_2 := F_2 = (1.698 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

7 Dimensjonerende krefter

7 Dimensjonerende krefter

Maksimalt opptredende moment: $M_{Ed} := M_{midt.1} = -2.78 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimalt opptredende feltmoment: $M := M_2 = (1.711 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimalt opptredende skjær: $V_{Ed} := V_{midt.1} = (2.712 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Endestøtter opptredende skjær: $V := V_2 = (1.698 \cdot 10^3) \text{ kN}$

8 Overdekning

$\emptyset := 25 \text{ mm}$

$C_{min.b} := \emptyset = 25 \text{ mm}$ (EC2-4.4.1.2(3))

$C_{min.dur} := C_{min.b} = 25 \text{ mm}$ (EC2-Tabell NA.4.1 (902) og NA.4.4N)

$\Delta C_{dur.\gamma} := 0$ (EC2-NA.4.4.1.2(6))

$\Delta C_{dur.st} := 0$ (EC2-NA.4.4.1.2(7))

$\Delta C_{dur.add} := 0$ (EC2-NA.4.4.1.2(8))

$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur} + \Delta C_{dur.\gamma} - \Delta C_{dur.st} - \Delta C_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$ (EC1-NA.4.4.1.3 (3))

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$ (EC2-4.4.1.1 (2))

$d := h - C_{nom} - \emptyset_w - \frac{\emptyset}{2} = (1.133 \cdot 10^3) \text{ mm}$

9 Momentkapasitet

9 Momentkapasitet

Antar normalarmert:

$$\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2 \cdot \varepsilon_{yk}} = 0.412$$

Fullt utnyttet trykksone:

$$\lambda := 0.8$$

$$z := d - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha \cdot d = 945.971 \text{ mm}$$

Nødvendig strekkarmering (i underkant):

$$A_{s.nød} := \frac{M}{z \cdot f_{yd}} = (4.16 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (\text{Formelark BYGT2206})$$

Velger armeringsmengde:

$$A_s := 9 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.uk}}{2} \right)^2 = (4.418 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering:

$$A_{s.min} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d \right) = (2.238 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (\text{EC2-NA.9.2.1.1(1)})$$

$$A_s > A_{s.min} \quad \Rightarrow \text{Ok}$$

Maksimalarmering:

$$A_{s.max} := 0.04 \cdot A_c = (4.8 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad (\text{EC2-NA.9.2.1.1(3)})$$

$$A_s < A_{s.max} \quad \Rightarrow \text{Ok}$$

Betongtrykksonens momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = (8.999 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Formelark BYGT2206})$$

$$M_{Rd} > M_{Ed} \Rightarrow \text{Bruker } A_{s.min} \text{ til trykkarmering}$$

Velger trykkarmering (i overkant):

$$A'_s := 5 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.ok}}{2} \right)^2 = (2.454 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A'_s > A_{s.min} \Rightarrow \text{Ok}$$

Strekkarmering ved opplegget midt på bjelken (i overkant):

$$|M_{Ed}| = (2.78 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s.nød} := \frac{|M_{Ed}|}{z \cdot f_{yd}} = (6.759 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s.nød} < A_{s.max} \Rightarrow \text{Ok}$$

$$A_{s.midt} := A_{s.nød} - A'_s = (4.305 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Velger armering:

$$A_{s.midt} := 9 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.ok}}{2} \right)^2 = (4.418 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s.midt} := 14 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.ok}}{2} \right)^2 = (6.872 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Momentnullpunkt for lasttilfelle 1:

$$x_1 := 0.38 \cdot 10.25 \text{ m} = 3.895 \text{ m}$$

$$x_2 := 0.62 \cdot 10.25 \text{ m} = 6.355 \text{ m}$$

$$x := x_2 - x_1 = 2.46 \text{ m}$$

Må legge $A_{s, \text{midt}}$ mellom momentnullpunktene i tillegg til forankreingslengden.

Minimum avstand mellom armeringsstenger:

$$k_1 := 2.0 \quad (\text{EC2-NA.8.2(2)})$$

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

$$d_g := 25 \text{ mm}$$

$$a_{\min} := \max(k_1 \cdot \emptyset, 20 \text{ mm}, d_g + k_2) = 50 \text{ mm} \quad (\text{EC2-8.2(2)})$$

minimum avstand mellom strekkarmering i underkant (uk):

$$A_s := 9 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_{s, uk}}{2} \right)^2 = (4.418 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$a_{uk} := \frac{b - 2 \cdot (C_{nom} + \emptyset_w) - 9 \cdot \emptyset}{8} = 83.125 \text{ mm}$$

$$a_{uk} > a_{\min} \Rightarrow \text{velger } a_{uk} := 80 \text{ mm}$$

minimum avstand mellom trykkarmering i overkant (ok):

$$a_{ok} := \frac{b - 2 \cdot (C_{nom} + \emptyset_w) - 5 \cdot \emptyset}{4} = 191.25 \text{ mm}$$

$$a_{ok} > a_{\min} \Rightarrow \text{Avstanden mellom trykkarmering/minimalsarmeringen legges slik at den passer med strekkarmeringen ved midtopplegget i overkant. Dette fører til at man kan legge de 5 armeringsjernene som ligger i overkant kontinuerlig langs hele bjelkens lengde.}$$

minimum avstand mellom strekkarmering ved midtopplegg i overkant (ok):

$$A_{s.midt} := 14 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.ok}}{2} \right)^2 = (6.872 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$a_{ok} := \frac{b - 2 \cdot (C_{nom} + \varnothing_w) - 14 \cdot \varnothing}{13} = 41.538 \text{ mm}$$

$$a_{ok} < a_{min} \Rightarrow \text{Må legges i bunter} \quad (\text{EC2-8.9.1(3)})$$

$$\varnothing_2 := \varnothing \cdot \sqrt{2} = 35.355 \text{ mm} \quad (\text{EC2-8.9.1(2)})$$

(Ekvivalent diameter for buntet armering)

$$a_{min_2} := \max(k_1 \cdot \varnothing_2, 20 \text{ mm}, d_g + k_2) = 70.711 \text{ mm}$$

Alle armeringsjern legges i bunter på to og to

$$a_{ok.midtstøtte} := \frac{b - 2 \cdot (C_{nom} + \varnothing_w) - 7 \cdot 2 \cdot \varnothing}{6} = 90 \text{ mm}$$

$$\text{velger } a_{ok.midtstøtte} := 90 \text{ mm}$$

Kraftinnføringslengde:

$$\eta_1 := 1.0 \quad (\text{EC2-8.4.2(2)})$$

$$\eta_2 := 1.0$$

$$\alpha_{ct} := 0.85 \quad (\text{EC2, NA3.1.6.(2)})$$

$$f_{ctk0.05} := 2.7 \text{ MPa} \quad (\text{EC2-tabell 3.1})$$

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa} \quad (\text{EC2-3.1.6(2)})$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.443 \text{ MPa} \quad (\text{EC2-8.4.2(2)})$$

$$\sigma_{sd} := \frac{|M_{Ed}|}{(A_{s.midt}) \cdot z} = 427.645 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$l_{b.rqd} := \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 776.407 \text{ mm} \quad (\text{EC2-8.4.3(2)})$$

Dimensjonerende forankringslende:

$$\alpha_1 := 1 \quad \alpha_2 := 1 \quad \alpha_3 := 1 \quad \alpha_4 := 1 \quad \alpha_5 := 1$$

$$l_{b.min} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd}, 10 \emptyset, 100 \text{ mm}) = 250 \text{ mm} \quad (\text{EC2-8.4.4(1)})$$

$$l_{bd} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd} \geq l_{b.min}$$

$$l_{bd} := l_{b.rqd} = 776.407 \text{ mm}$$

Strekkarmeringen over det midterste opplegget må skal ligge mellom momentnullpunktene i tillegg til l_{bd} på hver side.

10 Skjærkapasitet

Behov for skjærarmering:

$$k := 1 + \left(\sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \right) = 1.42 \quad (\text{EC2-6.2.2(1)})$$

$$b_w := b = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$A_{sl} := A_{s, \text{midt}} + A'_s = (9.327 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\rho_l := \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0.008$$

$$\sigma_{cp} := 0$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12 \quad (\text{EC2-NA.6.2.2(1)})$$

$$k_1 := 0.15$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.397$$

$$V_{Rd,c} := \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} = 643.497 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c, \text{min}} := v_{min} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 450.043 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, \text{red}} := V_{Ed} - q_{Ed} \cdot d = (1.753 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$V_{Ed, \text{red}} > V_{Rd,c} \Rightarrow \text{Må beregne skjærarmering}$$

Beregningsmessig behov for skjærarmering:

$$\cot\theta := 2.5 \quad (\text{EC2-6.2.3(2)})$$

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (\text{EC2-6.2.3(3)})$$

$$f_{ywd} := f_{yd}$$

$$\rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.001$$

$$\left(\frac{A_{sw.min}}{s} \right) = \rho_{w.min} \cdot b_w = 1.342 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed.red}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = 1.705 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\left(\frac{A_{sw.min}}{s} \right) \leq \frac{A_{sw}}{s} \Rightarrow \text{OK}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_w}{2} \right)^2 = 628.319 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{sw}}{\frac{V_{Ed.red}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}} = 368.474 \text{ mm}$$

$$\text{velger: } s := 350 \text{ mm}$$

$$h' := h - 2 \cdot (C_{nom} + \varnothing_w) - \varnothing = (1.065 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$\cot\alpha := 0$$

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h' \cdot (1 + \cot\alpha) = 639 \text{ mm} \quad (\text{EC2-NA.9.2.2})$$

$$s < s_{l.max} \Rightarrow \text{OK}$$

$$\alpha_{cw} := 1$$

$$v_1 := 0.6$$

$$\tan\theta := \frac{1}{\cot\theta} = 0.4$$

$$V_{Rd,max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = (4.991 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed,red} \Rightarrow \text{OK}$$

I bjelker med høyde større enn 1000mm skal det legges en langsgående overflatearmering som angitt i NA.9.7(1). (EC2-NA.9.2.2)

$$A_{s,dbmin} := \max\left(\frac{0.001 \cdot A_c}{m}, 150 \frac{mm^2}{m}\right) = (1.2 \cdot 10^3) \frac{mm^2}{m} \quad (\text{EC2-NA9.7(1)})$$

$$s_{max} := \min(2 \cdot b, 300 \text{ mm}) = 300 \text{ mm} \quad (\text{EC2-9.7(2)})$$

Velger Ø12-stenger med $s := 150 \text{ mm}$

$$\emptyset := 12 \text{ mm}$$

$$A := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,db} := \frac{1000 \text{ mm}}{s} \cdot A = 753.982 \text{ mm}^2$$

=> 2 lag med Ø12 armeringsnett med senteravstand 150 mm, i hver retning per flate

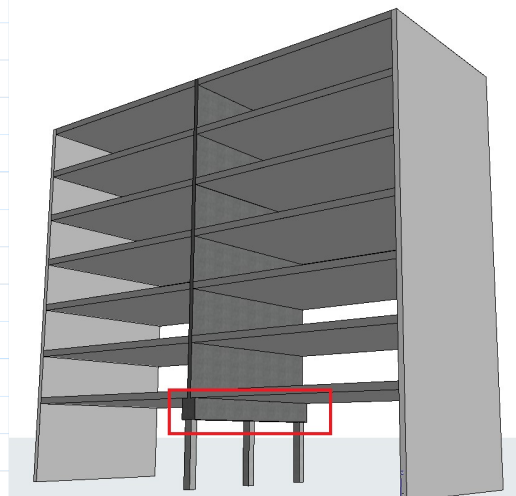
D.6 Vedlegg 2.2 – Kapasitetskontroll av bjelke i SLS

Vedlegg 2.2

Kapasitetskontroll av bjelke i bruksgrensetilstand (SLS), iht. NS-EN 1992.

1 Orientering

I dette vedlegget blir bjelken (markert i rødt) dimensjonert for bruksgrensetilstanden



2 Materialdata

Betong

Tyngdetetthet:	$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	(EC1, Tabell A.1)
Sylindertrykkfasthet:	$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Sylinderstrekkfasthet:	$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{ck} := f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 45 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.5$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Sikkerhetsfaktor:	$\alpha_{cc} := 0.85$	(EC2, NA3.1.6.(1))
Dimensjonerende trykkfasthet:	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	(EC2, eq 3.15)

Elastisitetsmodul: $E_{cm} := 36 \text{ GPa}$ (EC2, Tabell 3.1)

Tøyningsgrense for trykk: $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ (EC2, Tabell 3.1)

Armering

Karakteristisk flytegrense: $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ (B500NC)

Materialfaktor: $\gamma_s := 1.15$ (EC2, Tabell 2.1 N)

Dimensjonerende flytegrense: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$ (EC2, Tabell 2.1 N)

Elastisitetsmodul: $E_s := 200000 \text{ MPa}$ (EC2, 3.2.7 (4))

Duktilitet $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$

$$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.0025$$

3 Tversnittsdta

Høyde bjelke: $h := 1200 \text{ mm}$

Bredde bjelke: $b := 1000 \text{ mm}$

Lengde bjelke: $L := 10.25 \text{ m}$

Lengde spenn: $L_{spenn} := \frac{L}{2} = 5.125 \text{ m}$

Dybde bjelke: $B := 13.635 \text{ m}$

Areal bjelke: $A_c := b \cdot h = (1.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$

2. Arealmoment bjelke: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = (1.44 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$

$d := 1100 \text{ mm}$

4 Armering

Lengdearmering:

Diameter overkant: $\varnothing_{s.ok} := 25 \text{ mm}$

Diameter underkant: $\varnothing_{s.uk} := 25 \text{ mm}$

Areal overkant: $A_{s.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.ok}}{2} \right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$

Areal underkant: $A_{s.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.uk}}{2} \right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$

Skjærarmering:

Diameter bøyer: $\varnothing_w := 20 \text{ mm}$

Areal bøyer: $A_w := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_w}{2} \right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2$

Armeringsmengder:

(Fra Vedlegg x.x)

Strekkarmering underkant langs hele bjelken: $A_s := (4.418 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Strekkarmering overkant ved midtopplegg: $A_{s.midt} := (6.702 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Trykkarmering overkant langs hele bjelken: $A'_s := 2.454 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

5 Laster

Antall etasjer: $n := 6$

Egenlast:

Lastfaktor: $\gamma_g := 1.2$

Karakteristisk last bjelke: $g_{Ek1} := \rho_c \cdot b \cdot h = 30 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last bjelke: $g_{Ed1} := g_{Ek1} \cdot \gamma_g = 36 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk last HD400: $g_{Ek2} := n \cdot 484 \frac{kg}{m^2} \cdot B \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 388.437 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last HD400: $g_{Ed2} := g_{Ek2} \cdot \gamma_g = 466.125 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk last bærevegger: $g_{Ek3} := n \cdot \rho_c \cdot 250 \text{ mm} \cdot 2750 \text{ mm} = 103.125 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last bærevegger: $g_{Ed3} := g_{Ek3} \cdot \gamma_g = 123.75 \frac{kN}{m}$

Total karakteristisk egenlast: $g_{Ek} := g_{Ek1} + g_{Ek2} + g_{Ek3} = 521.562 \frac{kN}{m}$

Total dimensjonerende egenlast: $g_{Ed} := g_{Ed1} + g_{Ed2} + g_{Ed3} = 625.875 \frac{kN}{m}$

Nyttelast:

Lastfaktor: $\gamma_p := 1.5$

Reduksjonsfaktor: $\alpha_n := 0.8$

Karakteristisk last: $p_{Ek} := \alpha_n \cdot n \cdot 2 \frac{kN}{m^2} \cdot B = 130.896 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last: $p_{Ed} := p_{Ek} \cdot \gamma_p = 196.344 \frac{kN}{m}$

Snølast:

Lastfaktor

$$\gamma_s := 1.5$$

Karakteristisk last:

$$s_{Ek} := 1.2 \frac{kN}{m^2} \cdot B = 16.362 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last:

$$s_{Ed} := s_{Ek} \cdot \gamma_s = 24.543 \frac{kN}{m}$$

Totallast:

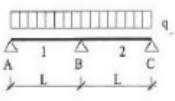
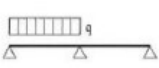
Karakteristisk totallast:

$$q_{Ek} := g_{Ek} + p_{Ek} + s_{Ek} = 668.82 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende totallast:

$$q_{Ed} := g_{Ed} + p_{Ed} + s_{Ed} = 846.762 \frac{kN}{m}$$

6 Lasttilfeller (karakteristiske laster)

System og last	Maksimalt feltmoment (qL^2)	Støttemoment (qL^2)	Reaksjonskrefter (qL)
	$M_1 = 0.0703$ $M_2 = 0.0703$	$M_B = -0.125$	$A = 0.375$ $B = 1.25$
	$M_1 = 0.0957$	$M_B = -0.0625$	$A = 0.4375$ $B = 0.625$ $C = -0.0625$

Lasttilfelle 1: Nyttelast over hele bjelken

Moment midtstøtte:

$$M_{midt.1} := -0.125 \cdot q_{Ek} \cdot L_{spenn}^2 = -2.196 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot m$$

Feltmoment:

$$M_1 := 0.0703 \cdot q_{Ek} \cdot L_{spenn}^2 = (1.235 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot m$$

Opplagerreaksjon midtstøtte: $F_{midt.1} := 1.25 \cdot q_{Ek} \cdot L_{spenn} = (4.285 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Opplagerreaksjon endestøtter: $F_1 := 0.375 \cdot q_{Ek} \cdot L_{spenn} = (1.285 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Skjærkraft ved midtstøtte: $V_{midt.1} := \frac{F_{midt.1}}{2} = (2.142 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Skjærkraft ved endestøtter: $V_1 := F_1 = (1.285 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Lasttilfelle 2: Nyttelast plassert på et felt

Støttemoment:

$$M_{midt.2} := -0.125 \cdot g_{Ek} \cdot L_{spenn}^2 - 0.0625 \cdot (p_{Ek} + s_{Ek}) \cdot L_{spenn}^2 = -1.954 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Feltmoment:

$$M_2 := 0.0703 \cdot g_{Ek} \cdot L_{spenn}^2 + 0.0957 \cdot (p_{Ek} + s_{Ek}) \cdot L_{spenn}^2 = (1.333 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opplagerreaksjon midtstøtte:

$$F_{midt.2} := 1.25 \cdot g_{Ek} \cdot L_{spenn} + 0.625 \cdot (p_{Ek} + s_{Ek}) \cdot L_{spenn} = (3.813 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Største opplagerreaksjon i endestøtte:

$$F_2 := 0.375 \cdot g_{Ek} \cdot L_{spenn} + 0.4375 \cdot (p_{Ek} + s_{Ek}) \cdot L_{spenn} = (1.333 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Skjærkraft ved midtstøtte:

$$V_{midt.2} := \frac{1.25 \cdot g_{Ek} \cdot L_{spenn}}{2} + 0.625 \cdot (p_{Ek} + s_{Ek}) \cdot L_{spenn} = (2.142 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Skjærkraft ved endestøtter:

$$V_2 := F_2 = (1.333 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

7 Karakteristiske krefter

7 Karakteristiske krefter

Maksimalt opptredende moment: $M_{Ek} := M_{midt.1} = -2.196 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimalt opptredende feltmoment: $M := M_2 = (1.333 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimalt opptredende skjær: $V_{Ek} := V_{midt.1} = (2.142 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Endestøtter opptredende skjær: $V := V_2 = (1.333 \cdot 10^3) \text{ kN}$

8 Overdekning

$\emptyset := 25 \text{ mm}$

$\emptyset_2 := \emptyset \cdot \sqrt{2} = 35.355 \text{ mm}$ (EC2-8.9.1(2))

$C_{min.b} := \emptyset = 25 \text{ mm}$ (EC2-4.4.1.2(3))

$C_{min.dur} := C_{min.b} = 25 \text{ mm}$ (EC2-Tabell NA.4.1 (902) og NA.4.4N)

$\Delta C_{dur.\gamma} := 0$ (EC2-NA.4.4.1.2(6))

$\Delta C_{dur.st} := 0$ (EC2-NA.4.4.1.2(7))

$\Delta C_{dur.add} := 0$ (EC2-NA.4.4.1.2(8))

$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur} + \Delta C_{dur.\gamma} - \Delta C_{dur.st} - \Delta C_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$ (EC1-NA.4.4.1.3 (3))

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$ (EC2-4.4.1.1 (2))

$d := h - C_{nom} - \emptyset_w - \frac{\emptyset}{2} = (1.133 \cdot 10^3) \text{ mm}$

8 Spenning og spenningsbegrensning

Spenningsfordeling i tversnittet ved midtopplegget:

Betongens spenning i nedre fibre:

$$\sigma_{c-n} := \frac{M_{Ek}}{I_c} \cdot \frac{h}{2} = -9.149 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av tillatt trykkspenning:

$$0.6 \cdot f_{ck} = 27 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c-n} < 0.6 \cdot f_{ck} \quad \Rightarrow \text{OK, unngår riss i lengderetning}$$

Betongens spenning i øvre fibre:

$$\sigma_{c-\emptyset} := \frac{M_{Ek}}{I_c} \cdot -\frac{h}{2} = 9.149 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Strekk})$$

Kontroll av tillatt strekkspenning:

$$f_{ctm} = 3.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c-\emptyset} < f_{ctm} \quad \Rightarrow \text{Risser opp på oversiden ved midtopplegget}$$

Spenningsfordeling i tversnittet på felt:

Betongens spenning i nedre fibre:

$$\sigma_{c-n} := \frac{M}{I_c} \cdot \frac{h}{2} = 5.555 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Strekk})$$

Kontroll av tillatt strekkspenning:

$$f_{ctm} = 3.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c-\emptyset} < f_{ctm} \quad \Rightarrow \text{Risser opp på undersiden midt på spennet}$$

Betongens spenning i øvre fibre:

$$\sigma_{c_{\emptyset}} := \frac{M}{I_c} \cdot \frac{h}{2} = -5.555 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av tillatt trykkspenning:

$$0.6 \cdot f_{ck} = 27 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c_n} < 0.6 \cdot f_{ck} \Rightarrow \text{OK, unngår riss i lengderetning}$$

Tversnittsdata for opprisset tverrsnitt, stadium II:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556 \quad (\text{Formelsamling BYGT2206})$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004$$

$$\rho_{midt} := \frac{A_{s,midt}}{b \cdot d} = 0.006$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.188$$

$$\alpha_{midt} := \sqrt{(\eta \cdot \rho_{midt})^2 + 2 \eta \cdot \rho_{midt}} - \eta \cdot \rho_{midt} = 0.226$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) b \cdot d^3 = (2.397 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{c,midt} := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{midt}^2 \left(1 - \frac{\alpha_{midt}}{3} \right) b \cdot d^3 = (3.42 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{cm} \cdot I_c = (8.63 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{midt} := E_{cm} \cdot I_{c,midt} = (1.231 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsspenning ved midtopplegg:

$$\sigma_{s,midt} := E_s \cdot \frac{|M_{Ek}| \cdot (1 - \alpha_{midt}) \cdot d}{EI_{midt}} = 312.841 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Krav til armeringsspenning: } 0.8 f_{yk} = 400 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s,midt} \leq 0.8 f_{yk} \Rightarrow \text{OK, uakseptabel opprissing mht utseende kan antas unngått}$$

Armeringsspenning på felt:

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI} = 284.239 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Krav til armeringsspenning: } 0.8 f_{yk} = 400 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_s \leq 0.8 f_{yk} \Rightarrow \text{OK, uakseptabel opprissing mht utseende kan antas unngått}$$

9 Langtidseffekter og spenninger

Egenvekt av bjelken blir påført etter 3 dager.

$$t_{0,g} := 3$$

Resterende laster påføres etter 28 dager.

$$t_{0,q} := 28$$

$$t := \infty$$

Relativ luftfuktighet (i %): $RH := 40$ (BEB tabell C 1.1)

Effekt av elastisk deformasjon og kryp:

$$h_0 := \frac{2 A_c}{2 b + 2 h} \frac{1}{mm} = 545.455 \text{ (i mm)} \quad (\text{EC2 tillegg B.1})$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.813$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \left(1 + (0.012 \text{ RH})^{18} \right) h_0 + 250 \alpha_3, 1500 \alpha_3 \right) = 1.021 \cdot 10^3$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

$$\beta_c(\infty, 28) = 1$$

$$\beta_c(\infty, 3) = 1$$

$$\beta(t, t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

$$\beta(t, 28) = 0.488$$

$$\beta(t, 3) = 0.743$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8 \text{ MPa}^{0.5}}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \alpha_2 = 1.426$$

$$\varphi_0(t, t_0) := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t, t_0)$$

$$\varphi_0(t, 28) = 1.607$$

$$\varphi_0(t, 3) = 2.445$$

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0(t, t_0) \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \blacksquare + \blacksquare$$

$$\varphi(t, 28) = 1.607$$

$$\varphi(t, 3) = 2.445$$

$$E_{cL}(t, t_0) := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

$$E_{cL}(t, 28) = (1.381 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_{cL}(t, 3) = (1.045 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$g := g_{Ek1} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := p_{Ek} + s_{Ek} + g_{Ek2} + g_{Ek3} = 638.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_g := 0.125 \cdot g \cdot L_{spenn}^2 = 98.496 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q := 0.125 \cdot q \cdot L_{spenn}^2 = (2.097 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{middel} := \frac{M_g + M_q}{\frac{M_g}{E_{cL}(\infty, 3)} + \frac{M_q}{E_{cL}(\infty, 28)}} = (1.361 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Effekt av svinn:

$$RH_0 := 100 \text{ (i \%)} \quad (\text{EC2 tillegg B.2})$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.451$$

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ds1} := 6 \quad (\text{for sementklasse R})$$

$$\alpha_{ds2} := 0.11 \quad (\text{for sementklasse R})$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \left((220 + 110 \alpha_{ds1}) e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \beta_{RH} = 6.058 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0}^3} \quad (\text{EC2-3.1.4(6)})$$

$$\beta_{ds}(t, 28) = 1$$

$$\beta_{ds} := 1 \quad \text{for } t = \infty$$

$$k_h := 0.70 \quad \text{for } h_0 = 545.455 \quad (\text{EC2-tabell 3.3})$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 4.24 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}} \quad (\text{EC2-3.1.4(6)})$$

$$\beta_{as}(t) = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(t) = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{Total svinntøyning:} \quad \varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 5.115 \cdot 10^{-4} \quad (\text{EC2-3.1.4(6)})$$

Endring i armeringsspenningen på grunn av svinn

Ved midtstøtte:

$$\Delta\sigma_{s, \text{midt_svinn}} := \varepsilon_{cs} \cdot \frac{E_s \cdot E_{\text{middel}}}{E_{\text{middel}} + \frac{A_{s, \text{midt}}}{A_c} \cdot E_s} = 94.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

I felt:

$$\Delta\sigma_{s, \text{svinn}} := \varepsilon_{cs} \cdot \frac{E_s \cdot E_{\text{middel}}}{E_{\text{middel}} + \frac{A_s}{A_c} \cdot E_s} = 97.059 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Armeringsspenning mht. langtidseffekter:

Tversnittsdata for opprisset tverrsnitt, stadium II:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{middel}}} = 14.693 \quad (\text{Formelsamling BYGT2206})$$

$$A_s$$

10 Rissviddekontroll

Rissvidde:

$$w_{max} := 0.4 \text{ mm}$$

(EC2-tabell NA.7.1N)

a) For eksponeringsklasse X0 har rissvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.

Rissvidde ved midtstøtte ved påføring av last ($t := 28$):

$$\sigma_s := 307.222 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

(EC2-7.3.4(2))

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

$$A_s := A_{s, \text{midt}} = (6.702 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\alpha := 0.225$$

$$x := \alpha \cdot d = 254.813 \text{ mm}$$

$$h_{c, \text{eff}} := \min \left(2.5 (h - d), \frac{(h - x)}{3}, \frac{h}{2} \right) = 168.75 \text{ mm}$$

(EC2-figur 7.1)

$$h_{c, \text{eff}} := \max (h - d + 1.5 \cdot \emptyset, 144.638 \text{ mm}) = 144.638 \text{ mm}$$

(EC2-NA.7.3.4)

$$A_{c, \text{eff}} := h_{c, \text{eff}} \cdot b = (1.446 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

(EC2-7.3.2(3))

Ikke spennarmert, dermed er

$$\rho_{p, \text{eff}} := \frac{A_s}{A_{c, \text{eff}}} = 0.046$$

$$f_{ct, \text{eff}} := f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$k_t := 0.4$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon := \max \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 0.001$$

$$k_1 := 0.8 \quad (\text{EC2-7.3.4(3)})$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4 \quad (\text{EC2-NA.7.3.4(3)})$$

$$k_4 := 0.425$$

$$c := C_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset}{\rho_{p,eff}} = 210.721 \text{ mm} \quad (\text{EC2-7.3.4(3)})$$

$$w_k := S_{r,max} \cdot \varepsilon = 0.28 \text{ mm} \quad (\text{EC2-7.3.4(1)})$$

$$w_k < w_{max} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Rissvidde etter langtids effekter:

$$\sigma_s := 420.722 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{EC2-7.3.4(2)})$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{middel}} = 14.693$$

$$A_s := A_{s,midt} = (6.702 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\alpha := 0.336$$

$$x := \alpha \cdot d = 380.52 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} := \min \left(2.5 (h-d), \frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2} \right) = 168.75 \text{ mm} \quad (\text{EC2-figur 7.1})$$

$$h_{c,eff} := \max (h-d+1.5 \cdot \emptyset, 144.638 \text{ mm}) = 144.638 \text{ mm} \quad (\text{EC2-NA.7.3.4})$$

$$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b = (1.446 \cdot 10^5) \text{ mm}^2 \quad (\text{EC2-7.3.2(3)})$$

Ikke spennarmert, dermed er

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.046$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$k_t := 0.4$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon := \max \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 0.002$$

$$k_1 := 0.8 \quad (\text{EC2-7.3.4(3)})$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4 \quad (\text{EC2-NA.7.3.4(3)})$$

$$k_4 := 0.425$$

$$c := C_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset}{\rho_{p,eff}} = 210.721 \text{ mm} \quad (\text{EC2-7.3.4(3)})$$

$$w_k := S_{r,max} \cdot \varepsilon = 0.385 \text{ mm} \quad (\text{EC2-7.3.4(1)})$$

$$w_k < w_{max} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

11 Nedbøyning

Grenseverdi for for tilfeller der beregninger kan utelates:

$$K := 1.3 \quad (\text{EC2-Tabell NA.7.4N})$$

$$\rho_0 := 10^{-3} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} = 0.007 \quad (\text{EC2-7.4.2})$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.006 \quad (\text{EC2-Tabell 7.4N})$$

$$\rho < \rho_0$$

$$\frac{l}{d} := K \cdot \left(11 + 1.5 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right) = 30.49 \quad (\text{EC2-7.4.2})$$

$$\frac{L_{spenn}}{d} = 4.525$$

$$\frac{L_{spenn}}{d} < \frac{l}{d} \quad \Rightarrow \text{Trenger ikke beregne nedbøyningen}$$

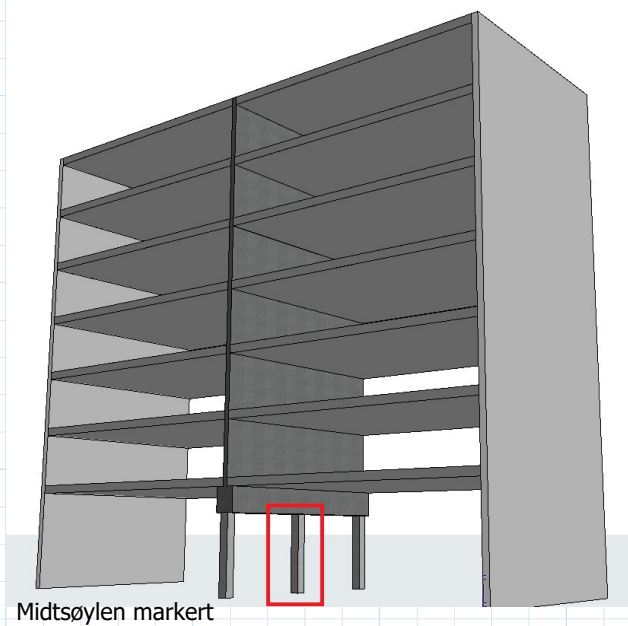
D.7 Vedlegg 3.1 – Kapasitetskontroll av midtsøyle i ULS

Vedlegg 3.1

Kapasitetskontroll av midtsøyle i ULS, ihht. NS-EN 1992.

1 Orientering

I dette vedlegget blir midtsøylen dimensjonert for moment- og aksialkraftkapasitet og slankhet.



2 Materialdata

2 Materialdata

Betong

Tyngdetetthet:	$\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$	(EC1, Tabell A.1)
Sylindertrykkfasthet:	$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Sylinderstrekkfasthet:	$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{ck} := f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 45 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.5$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Sikkerhetsfaktor:	$\alpha_{cc} := 0.85$	(EC2, NA3.1.6.(1))
Dimensjonerende trykkfasthet:	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	(EC2, eq 3.15)
Elastisitetsmodul:	$E_{cm} := 36 \text{ GPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Tøyningsgrense for trykk:	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	(EC2, Tabell 3.1)

Armering

Karakteristisk flytegrense:	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	(B500NC)
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.15$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Dimensjonerende flytegrense:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Elastisitetsmodul:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$	(EC2, 3.2.7 (4))
Duktilitet	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$	
	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.0025$	

3 Tversnittsdta

Høyde bjelke:	$h := 1200 \text{ mm}$
Bredde bjelke:	$b := 1000 \text{ mm}$
Lengde bjelke:	$L := 10.25 \text{ m}$
Lengde spenn:	$L_{spenn} := \frac{L}{2} = 5.125 \text{ m}$
Dybde bjelke:	$B := 13.635 \text{ m}$
Areal bjelke:	$A_c := b \cdot h = (1.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$
2. Arealmoment bjelke:	$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = (1.44 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$
	$d := 1100 \text{ mm}$

Høyde søyle:	$L_s := 3800 \text{ mm}$
Tykkelse søyle:	$h_s := 450 \text{ mm}$
Bredde søyle:	$b_s := 450 \text{ mm}$
2. Arealmoment søyle:	$I_s := \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} = (3.417 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$

4 Armering

Lengdearmering:

Diameter overkant:	$\varnothing_{s.ok} := 25 \text{ mm}$
Diameter underkant:	$\varnothing_{s.uk} := 25 \text{ mm}$
Areal overkant:	$A_{s.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.ok}}{2} \right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$
Areal underkant:	$A_{s.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s.uk}}{2} \right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$

Skjærarmering:

Diameter bøyer: $\varnothing_w := 20 \text{ mm}$

Areal bøyer: $A_w := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_w}{2}\right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2$

Søylearmering:

$\varnothing_s := 25 \text{ mm}$

$A_{s,s} := \left(\frac{25 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot \pi = 490.874 \text{ mm}^2$

5 Laster

Antall etasjer: $n := 6$

Egenlast:

Lastfaktor: $\gamma_g := 1.2$

Karakteristisk last bjelke: $g_{Ek1} := \rho_c \cdot b \cdot h = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende last bjelke: $g_{Ed1} := g_{Ek1} \cdot \gamma_g = 36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Karakteristisk last HD400: $g_{Ek2} := n \cdot 484 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot B \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 388.437 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende last HD400: $g_{Ed2} := g_{Ek2} \cdot \gamma_g = 466.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Karakteristisk last bærevegger: $g_{Ek3} := n \cdot \rho_c \cdot 250 \text{ mm} \cdot 2750 \text{ mm} = 103.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende last bærevegger: $g_{Ed3} := g_{Ek3} \cdot \gamma_g = 123.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast:

Lastfaktor: $\gamma_p := 1.5$

Reduksjonsfaktor: $\alpha_n := 0.8$

Karakteristisk last: $p_{Ek} := \alpha_n \cdot n \cdot 2 \frac{kN}{m^2} \cdot B = 130.896 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last: $p_{Ed} := p_{Ek} \cdot \gamma_p = 196.344 \frac{kN}{m}$

Snølast:

Lastfaktor $\gamma_s := 1.5$

Karakteristisk last: $s_{Ek} := 1.2 \frac{kN}{m^2} \cdot B = 16.362 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last: $s_{Ed} := s_{Ek} \cdot \gamma_s = 24.543 \frac{kN}{m}$

Totallast:

Karakteristisk totallast: $q_{Ek} := g_{Ek1} + g_{Ek2} + g_{Ek3} + p_{Ek} + s_{Ek} = 668.82 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende totallast: $q_{Ed} := g_{Ed1} + g_{Ed2} + g_{Ed3} + p_{Ed} + s_{Ed} = 846.762 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk egenlast: $g_{Ek} := g_{Ek1} + g_{Ek2} + g_{Ek3} = 521.562 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende egenlast: $g_{Ed} := g_{Ed1} + g_{Ed2} + g_{Ed3} = 625.875 \frac{kN}{m}$

6 krefter

Lasttilfelle 1:

Maksimalt opptredende moment: $M_{Ed.1} := -0.125 \cdot q_{Ed} \cdot L_{spenn}^2 = -2.78 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimalt opptredende feltmoment: $M_1 := 0.0703 \cdot q_{Ed} \cdot L_{spenn}^2 = (1.564 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Opplagerreaksjon midtstøtte: $F_{midt.1} := 1.25 \cdot q_{Ed} \cdot L_{spenn} = (5.425 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Opplagerreaksjon endestøtte: $F_{ende.1} := 0.375 \cdot q_{Ed} \cdot L_{spenn} = (1.627 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Lasttilfelle 2:

Maksimalt opptredende moment: $M_{Ed.2.1} := 2261.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed.2.2} := 1970.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment i søyle: $M_{Ed.s2} := M_{Ed.2.1} - M_{Ed.2.2} = 290.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$

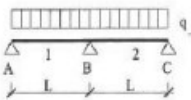
Maksimalt opptredende feltmoment: $M_1 := 1816.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_2 := 1236.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Opplagerreaksjon midtstøtte: $F_{midt.2} := 4688.49 \text{ kN}$

Opplagerreaksjon endestøtte: $F_{ende.2.1} := 1549.98 \text{ kN}$

$F_{ende.2.2} := 1097.29 \text{ kN}$

System og last	Maksimalt feltmoment (qL^2)	Støttemoment (qL^2)	Reaksjonskrefter (qL)
	$M_1 = 0.0703$ $M_2 = 0.0703$	$M_B = -0.125$	$A = 0.375$ $B = 1.25$

Minimum overdekning:

$$\varnothing := 25 \text{ mm}$$

$$C_{min.b} := 25 \text{ mm} \quad (\text{EC2-4.4.1.2(2)})$$

$$C_{min.dur} := C_{min.b} = 25 \text{ mm} \quad (\text{EC2-Tabell NA.4.1 (902), EC2-Tabell NA.4.4N})$$

$$\Delta C_{dur.\gamma} := 0$$

$$\Delta C_{dur.st} := 0$$

$$\Delta C_{dur.add} := 0$$

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur} + \Delta C_{dur.\gamma} - \Delta C_{dur.st} - \Delta C_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 5 \text{ mm} \quad (\text{EC1-NA.4.4.1.3 (3)})$$

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 30 \text{ mm} \quad (\text{EC2-4.4.1.1 (2)})$$

$$d_2 := \frac{\varnothing_s}{2} + C_{nom} = 42.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d_2}{h_s} = 0.094$$

7 Armeringsmengde

Lasttilfelle 1:

$$e_0 := \max\left(\frac{h_s}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad (\text{EC2 - 6.1(4)})$$

$$N_{Ed.1} := F_{midt.1} = (5.425 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (\text{Betongkonstruksjoner, s285, Figure 9b})$$

$$M_{Ed.1} := N_{Ed.1} \cdot e_0 = 108.491 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_1 := \frac{N_{Ed.1}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s} = 0.595$$

$$m_1 := \frac{M_{Ed.1}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s^2} = 0.026$$

$$w_1 := 0.1$$

Lasttilfelle 2:

$$N_{Ed.2} := F_{midt.2} = (4.688 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{Ed.2} := M_{Ed.s2} = 290.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_2 := \frac{N_{Ed.2}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s} = 0.515$$

$$m_2 := \frac{M_{Ed.2}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s^2} = 0.071$$

$$w_2 := 0.14$$

$$w_2 > w_1 \Rightarrow \text{Lasttilfelle 2 er dimensjonerende}$$

Totalarmering i søylen:

$$A_s := \frac{w_2 \cdot b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}}{f_{yk}} = (2.552 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde på hver side av søylen:

$$A_{s1} := \frac{A_s}{2} = (1.276 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s.s} := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_s}{2} \right)^2 = (1.473 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_{s.1} := A_{s.s}$$

$$A_{s.2} := A_{s1}$$

Velger 3Ø25 på hver side av søylen.

8 Toakset momentkapasitet

$$N_{Ed} := N_{Ed.2} = (4.688 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{Ed.x} := M_{Ed.2} = 290.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = 20 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.y} := N_{Ed.2} \cdot e_0 = 93.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Armeringstverrsnitt

$$A_{sx1} := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = (1.473 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{sx2} := A_{sx1} = (1.473 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

For tøyningstilstander med nøytralakse nær trykkasesenter vil ikke stengene midt i tverrsnittet være aktiv:

$$A_{sy1} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 981.748 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy2} := A_{sy1} = 981.748 \text{ mm}^2$$

Mekaniske armeringsforhold:

$$w_x := \frac{(A_{sx1} + A_{sx2}) \cdot f_{yk}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.162$$

$$w_y := \frac{(A_{sy1} + A_{sy2}) \cdot f_{yk}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.108$$

Dimensjonsløs aksialkraft:

$$n := \frac{N_{Ed}}{h_s \cdot b_s \cdot f_{ck}} = 0.515$$

$$d_{2x} := d_2 = 42.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d_{2x}}{h_s} = 0.094$$

$$d_{2y} := d_2 = 42.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d_{2y}}{b_s} = 0.094$$

$$m_x := 0.083$$

(Betongkonstruksjoner,
s285, Figure 9b)

$$M_{Rd.x} := m_x \cdot b_s \cdot h_s^2 \cdot f_{ck} = 340.352 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.x} = 290.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.x} > M_{Ed.x} \quad \text{OK}$$

$$m_y := 0.062$$

$$M_{Rd.y} := m_y \cdot b_s \cdot h_s^2 \cdot f_{ck} = 254.239 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y} = 93.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y} > M_{Ed.y} \quad \text{OK}$$

Kapasitetsbegrensning ved aksialkraft
og moment om to akser:

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot b_s \cdot h_s + f_{yd} \cdot A_s = (6.273 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (\text{EC2-5.8.9(4)})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.747$$

$$a := 1.58$$

$$\left(\frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd.x}} \right)^a + \left(\frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}} \right)^a = 0.987 \quad \text{OK}$$

9 Kontroll av slankhet

Standardsøyle=>

(EC2-Figur 5.7)

$$L_0 := 0.5 \cdot L_s = 1.9 \text{ m}$$

Geometrisk slankhet:

(EC2-NA.5.8.3.1)

$$i := \frac{h_s}{\sqrt{12}} = 129.904 \text{ mm}$$

(EC2-5.8.3.2)

$$\lambda := \frac{L_0}{i} = 14.626$$

Normalisert slankhet:

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.153$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot (A_s)}{f_{cd} \cdot b_s \cdot h_s} = 0.215$$

$$h_{strek} := h_s - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \frac{25 \text{ mm}}{2} = 365 \text{ mm}$$

$$i_s := \frac{h_{strek}}{2} = 182.5 \text{ mm}$$

$$k_a := \left(\frac{i_s}{i} \right)^2 = 1.974$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot w}} = 4.211$$

$$e_i := \frac{L_0}{400} = 4.75 \text{ mm}$$

(EC2-5.2(7))

$$M := N_{Ed} \cdot e_i = 22.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,2} = 290.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{02} := M_{Ed,2} + M = 313.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{01} := - \left(\frac{M_{Ed,2}}{2} - M \right) = -123.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{2 \cdot (b_s + h_s)} = (1.333 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad (\text{EC2-3.1.4(5)})$$

$$\varphi_{u.t0} := 1.8 \quad (\text{EC2-Figur 3.1})$$

$$\frac{M_{Ed.2}}{N_{Ed}} = 62.052 \text{ mm}$$

$$M_{0Ed} := M_{Ed.s2} = 290.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{EC2-5.8.4})$$

$$M_{Ek2.1} := 1740 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ek2.2} := 1607 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0Eqp} := M_{Ek2.1} - M_{Ek2.2} = 133 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\varphi_{ef} := \varphi_{u.t0} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 0.823$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}} = -0.393$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 1.073$$

$$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 33.396$$

$$\lambda_n < \lambda_{n.lim} \Rightarrow \text{Søylen er ikke slank}$$

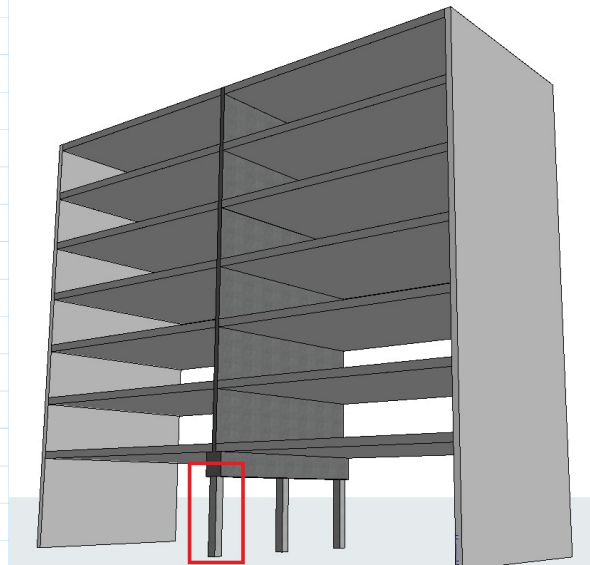
D.8 Vedlegg 3.2 – Kapasitetskontroll av endesøyle i ULS

Vedlegg 3.2

Kapasitetskontroll av endesøyle i ULS, iht. NS-EN 1992

1 Orientering

I dette vedlegget blir endesøylen
dimensjonert for moment-, aksialkraft-
og skjærkraftkapasitet og slankhet.



Endesøyle markert

2 Materialdata

2 Materialdata

Betong

Tyngdetetthet:	$\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$	(EC1, Tabell A.1)
Sylindertrykkfasthet:	$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Sylinderstrekkfasthet:	$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{ck} := f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 45 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.5$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Sikkerhetsfaktor:	$\alpha_{cc} := 0.85$	(EC2, NA3.1.6.(1))
Dimensjonerende trykkfasthet:	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	(EC2, eq 3.15)
Elastisitetsmodul:	$E_{cm} := 36 \text{ GPa}$	(EC2, Tabell 3.1)
Tøyningsgrense for trykk:	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	(EC2, Tabell 3.1)

Armering

Karakteristisk flytegrense:	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	(B500NC)
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.15$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Dimensjonerende flytegrense:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$	(EC2, Tabell 2.1 N)
Elastisitetsmodul:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$	(EC2, 3.2.7 (4))
Duktilitet	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$	
	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.0025$	

3 Tversnittsdta

Høyde bjelke:	$h := 1200 \text{ mm}$
Bredde bjelke:	$b := 1000 \text{ mm}$
Lengde bjelke:	$L := 10.25 \text{ m}$
Lengde spenn:	$L_{spenn} := \frac{L}{2} = 5.125 \text{ m}$
Dybde bjelke:	$B := 13.635 \text{ m}$
Areal bjelke:	$A_c := b \cdot h = (1.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$
2. Arealmoment bjelke:	$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = (1.44 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$ $d := 1100 \text{ mm}$

Høyde søyle:	$L_s := 3800 \text{ mm}$
Tykkelse søyle:	$h_s := 600 \text{ mm}$
Bredde søyle:	$b_s := 600 \text{ mm}$
Areal søyle:	$A_{c.s} := b_s \cdot h_s = 0.36 \text{ m}^2$
2. Arealmoment søyle:	$I_s := \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} = (1.08 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

4 Armering

Lengdearmering:

Diameter hovedarmering:	$\emptyset_s := 25 \text{ mm}$
Areal armering:	$A_{s.a} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_s}{2}\right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$

Skjærarmering:

Diameter bøyer:

$$\varnothing_w := 20 \text{ mm}$$

Areal bøyer:

$$A_w := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_w}{2} \right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2$$

Søylearmering:

$$\varnothing_s := 25 \text{ mm}$$

$$A_{s,s} := \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 490.874 \text{ mm}^2$$

5 Laster

Antall etasjer:

$$n := 6$$

Egenlast:

Lastfaktor:

$$\gamma_g := 1.2$$

Karakteristisk last bjelke:

$$g_{Ek1} := \rho_c \cdot b \cdot h = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende last bjelke:

$$g_{Ed1} := g_{Ek1} \cdot \gamma_g = 36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk last HD400:

$$g_{Ek2} := n \cdot 484 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot B \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 388.437 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende last HD400:

$$g_{Ed2} := g_{Ek2} \cdot \gamma_g = 466.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk last bærevegger:

$$g_{Ek3} := n \cdot \rho_c \cdot 250 \text{ mm} \cdot 2750 \text{ mm} = 103.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende last bærevegger:

$$g_{Ed3} := g_{Ek3} \cdot \gamma_g = 123.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast:

Lastfaktor: $\gamma_p := 1.5$

Reduksjonsfaktor: $\alpha_n := 0.8$

Karakteristisk last: $p_{Ek} := \alpha_n \cdot n \cdot 2 \frac{kN}{m^2} \cdot B = 130.896 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last: $p_{Ed} := p_{Ek} \cdot \gamma_p = 196.344 \frac{kN}{m}$

Snølast:

Lastfaktor $\gamma_s := 1.5$

Karakteristisk last: $s_{Ek} := 1.2 \frac{kN}{m^2} \cdot B = 16.362 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last: $s_{Ed} := s_{Ek} \cdot \gamma_s = 24.543 \frac{kN}{m}$

Totallast:

Karakteristisk totallast: $q_{Ek} := g_{Ek1} + g_{Ek2} + g_{Ek3} + p_{Ek} + s_{Ek} = 668.82 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende totallast: $q_{Ed} := g_{Ed1} + g_{Ed2} + g_{Ed3} + p_{Ed} + s_{Ed} = 846.762 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk egenlast: $g_{Ek} := g_{Ek1} + g_{Ek2} + g_{Ek3} = 521.562 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende egenlast: $g_{Ed} := g_{Ed1} + g_{Ed2} + g_{Ed3} = 625.875 \frac{kN}{m}$

6 krefter

Lasttilfelle 1:

Maksimalt opptredende moment: $M_{Ed.1} := 2074 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimalt opptredende feltmoment: $M_1 := 1245 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment søyletopp: $M_{s,topp.1} := 1146 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment søylebunn: $M_{s,bunn.1} := -403 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Opplagerreaksjon endestøtte: $F_{ende.1} := 2054 \text{ kN}$

Lasttilfelle 2:

Maksimalt opptredende moment: $M_{Ed.2.1} := -1888 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed.2.2} := -1614 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment søyletopp: $M_{s,topp.2} := 1124 \text{ kN} \cdot \text{m}$

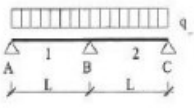
Moment søylebunn: $M_{s,bunn.2} := -377 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimalt opptredende feltmoment: $M_1 := 1272 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_2 := 834 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Opplagerreaksjon endestøtte: $F_{ende.2.1} := 2021 \text{ kN}$

$F_{ende.2.2} := 1448 \text{ kN}$

System og last	Maksimalt feltmoment (qL^2)	Støttemoment (qL^2)	Reaksjonskrefter (qL)
	$M_1 = 0.0703$ $M_2 = 0.0703$	$M_B = -0.125$	$A = 0.375$ $B = 1.25$

Minimum overdekning:

$$C_{min.b} := 25 \text{ mm}$$

(EC2-4.4.1.2(2))

$$C_{min.dur} := C_{min.b} = 25 \text{ mm}$$

(EC2-Tabell NA.4.1 (902),
EC2-Tabell NA.4.4N)

$$\Delta C_{dur.\gamma} := 0$$

$$\Delta C_{dur.st} := 0$$

$$\Delta C_{dur.add} := 0$$

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur} + \Delta C_{dur.\gamma} - \Delta C_{dur.st} - \Delta C_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 5 \text{ mm}$$

(EC1-NA.4.4.1.3 (3))

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 30 \text{ mm}$$

(EC2-4.4.1.1 (2))

$$d_2 := \frac{\emptyset_s}{2} + C_{nom} + \emptyset_w = 62.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d_2}{h_s} = 0.104$$

7 Armeringsmengde

Lasttilfelle 1:

$$e_0 := \max\left(\frac{h_s}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad (\text{EC2 - 6.1(4)})$$

$$N_{Ed.1} := F_{ende.1} = (2.054 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (\text{Betongkonstruksjoner, s285, Figure 9b})$$

$$M_{Ed.1} := M_{s.topp.1} = (1.146 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_1 := \frac{N_{Ed.1}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s} = 0.127$$

$$m_1 := \frac{M_{Ed.1}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s^2} = 0.118$$

$$w_1 := 0.205$$

Lasttilfelle 2:

$$N_{Ed.2} := F_{ende.2.1} = (2.021 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{Ed.2} := M_{s.topp.2} = (1.124 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_2 := \frac{N_{Ed.2}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s} = 0.125$$

$$m_2 := \frac{M_{Ed.2}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s^2} = 0.116$$

$$w_2 := 0.19$$

$$w_1 > w_2 \Rightarrow \text{Lasttilfelle 1 er dimensjonerende}$$

Totalarmering i søylen:

$$A_s := \frac{w_1 \cdot b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}}{f_{yk}} = (6.642 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde på hver side av søylen:

$$A_{s1} := \frac{A_s}{2} = (3.321 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s.s} := 7 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = (3.436 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_{s.1} := A_{s.s}$$

$$A_{s.2} := A_{s1}$$

Velger 7Ø25 på hver side av søylen.

Avstand mellom armeringsstenger:

$$k_1 := 2.0 \quad (\text{EC2-NA.8.2(2)})$$

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

$$d_g := 25 \text{ mm}$$

$$a_h := \max(k_1 \cdot \varnothing_s, 20 \text{ mm}, d_g + k_2) = 50 \text{ mm} \quad (\text{EC2-8.2(2)})$$

$$a_s := \frac{600 \text{ mm} - 7 \cdot \varnothing_s - 2 \cdot (C_{nom} + \varnothing_w)}{6} = 54.167 \text{ mm}$$

$$a_s > a_h \quad \text{OK}$$

2. Testet momentkapasitet

8 Toakset momentkapasitet

$$N_{Ed} := N_{Ed.1} = (2.054 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{Ed.x} := M_{Ed.1} = (1.146 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = 20 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.y} := N_{Ed} \cdot e_0 = 41.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Armeringstverrsnitt

$$A_{sx1} := 7 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = (3.436 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{sx2} := A_{sx1} = (3.436 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

For tøyningstilstander med nøytralakse nær trykkasenter vil ikke stengene midt i tverrsnittet være aktiv:

$$A_{sy1} := 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = (2.945 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{sy2} := A_{sy1} = (2.945 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Mekaniske armeringsforhold:

$$w_x := \frac{(A_{sx1} + A_{sx2}) \cdot f_{yk}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.212$$

$$w_y := \frac{(A_{sy1} + A_{sy2}) \cdot f_{yk}}{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}} = 0.182$$

Dimensjonsløs aksialkraft:

$$n := \frac{N_{Ed}}{h_s \cdot b_s \cdot f_{ck}} = 0.127$$

$$d_{2x} := d_2 = 62.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d_{2x}}{h_s} = 0.104$$

$$d_{2y} := d_2 = 62.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d_{2y}}{b_s} = 0.104$$

$$m_x := 0.47$$

(Betongkonstruksjoner,
s285, Figure 9b)

$$M_{Rd.x} := m_x \cdot b_s \cdot h_s^2 \cdot f_{ck} = (4.568 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.x} = (1.146 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.x} > M_{Ed.x} \quad \text{OK}$$

$$m_y := 0.39$$

$$M_{Rd.y} := m_y \cdot b_s \cdot h_s^2 \cdot f_{ck} = (3.791 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y} = 41.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y} > M_{Ed.y} \quad \text{OK}$$

Kapasitetsbegrensning ved aksialkraft
og moment om to akser:

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot b_s \cdot h_s + f_{yd} \cdot A_s = (1.207 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad (\text{EC2-5.8.9(4)})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.17$$

$$a := 1.01$$

$$\left(\frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd.x}} \right)^a + \left(\frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}} \right)^a = 0.258$$

$$0.997 \leq 1 \Rightarrow \text{OK}$$

3. Kontroll av dekket

9 Kontroll av slankhet

Standardsøyle=>

(EC2-Figur 5.7)

$$L_0 := 0.5 \cdot L_s = 1.9 \text{ m}$$

Geometrisk slankhet:

(EC2-NA.5.8.3.1)

$$i := \frac{h_s}{\sqrt{12}} = 173.205 \text{ mm}$$

(EC2-5.8.3.2)

$$\lambda := \frac{L_0}{i} = 10.97$$

Normalisert slankhet:

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_s \cdot h_s} = 0.224$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot (A_s)}{f_{cd} \cdot b_s \cdot h_s} = 0.315$$

$$h_{strek} := h_s - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \frac{\varnothing_s}{2} = 515 \text{ mm}$$

$$i_s := \frac{h_{strek}}{2} = 257.5 \text{ mm}$$

$$k_a := \left(\frac{i_s}{i} \right)^2 = 2.21$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot w}} = 3.356$$

$$e_i := \frac{L_0}{400} = 4.75 \text{ mm}$$

(EC2-5.2(7))

$$M := N_{Ed} \cdot e_i = 9.757 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,1} = (1.146 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{02} := M_{Ed.1} + M = (1.156 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{01} := -\left(\frac{M_{Ed.1}}{2} - M\right) = -563.244 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{2 \cdot (b_s + h_s)} = (1 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad (\text{EC2-3.1.4(5)})$$

$$\varphi_{u.t0} := 1.5 \quad (\text{EC2-Figur 3.1})$$

$$M_{0Ed} := M_{Ed.1} = (1.146 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{EC2-5.8.4})$$

$$M_{0Eqp} := 915 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\varphi_{ef} := \varphi_{u.t0} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 1.198$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}} = -0.487$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 1.008$$

$$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 32.609$$

$$\lambda_n < \lambda_{n.lim} \Rightarrow \text{Søylen er ikke slank}$$

10 Skjærkapasitet

$$d := b_s - C_{nom} - \emptyset_s = 545 \text{ mm}$$

Behov for skjærarmering:

$$k := 1 + \left(\sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \right) = 1.606 \quad (\text{EC2-6.2.2(1)})$$

$$b_w := b_s = 600 \text{ mm}$$

$$A_{sl} := 2 \cdot A_{s.s} = (6.872 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\rho_l := \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0.021 \quad \rho_l \leq 0.02$$

$$\rho_l := 0.02$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed.1}}{A_{c.s}} = 5.706 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12 \quad (\text{EC2-NA.6.2.2(1)})$$

$$k_1 := 0.15$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.478$$

$$V_{Rd.c} := \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} = 282.377 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c.min} := v_{min} \cdot b_s \cdot d \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 156.226 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 411 \text{ kN} \quad (\text{Focus})$$

$$V_{Ed} > V_{Rd.c} \quad \Rightarrow \text{Må beregne skjærarmering}$$

Beregningsmessig behov for skjærarmering:

$$\cot\theta := 2.5 \quad (\text{EC2-6.2.3(2)})$$

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (\text{EC2-6.2.3(3)})$$

$$f_{ywd} := f_{yd}$$

$$\rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.001$$

$$\left(\frac{A_{sw.min}}{s} \right) = \rho_{w.min} \cdot b_w = 0.805 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 490.5 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = 0.771 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\left(\frac{A_{sw.min}}{s} \right) \geq \frac{A_{sw}}{s} \quad \Rightarrow \text{bruker } A_{sw.min} \text{ videre}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_w}{2} \right)^2 = 628.319 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot b_w} = 780.535 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cw} := 1$$

$$v_1 := 0.6$$

$$\tan\theta := \frac{1}{\cot\theta} = 0.4$$

$$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = (1.553 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max} > V_{Ed} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$S_{cl.tmax} := \min(20 \cdot \varnothing_s, h_s, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm} \quad (\text{EC2-9.5.3(3)})$$

$$S_{cl.tmax} \leq s \quad \text{Bruker } S_{cl.max}$$

D.9 Vedlegg 4 – Overslagsberegning av vekt og areal

Betongsammenligning:

$$H_{etg2_7} := 2700 \text{ mm}$$

$$B_{bygg} := 10250 \text{ mm}$$

$$L_{bygg} := 13635 \text{ mm}$$

$$\gamma_{betong} := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Slakkarmert dekke:

$$n_{etg2_7} := 6$$

$$n_{etg1} := 1$$

Dekker:

$$t_1 := 300 \text{ mm}$$

$$t_{2_7} := 250 \text{ mm}$$

$$m_{d.s} := (t_1 \cdot n_{etg1} + t_{2_7} \cdot n_{etg2_7}) \cdot B_{bygg} \cdot L_{bygg} \cdot 2 \cdot \gamma_{betong} = (1.258 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Bærevegger:

$$n_{b.s} := 4$$

$$t_{b.s} := 250 \text{ mm}$$

$$m_{b.s} := n_{b.s} \cdot t_{b.s} \cdot H_{etg2_7} \cdot B_{bygg} \cdot \gamma_{betong} \cdot n_{etg2_7} = (4.151 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

Søyler:

$$n_{s,s} := 8$$

$$D := 600 \text{ mm}$$

$$L_{s,s} := 5000 \text{ mm}$$

$$m_{s,s} := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot L_{s,s} \cdot \gamma_{betong} \cdot n_{s,s} = (2.827 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$A_{s,s} := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot n_{s,s} = 2.262 \text{ m}^2$$

$$m_{T.plaststøpt} := m_{d,s} + m_{b,s} + m_{s,s} = (1.701 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Spennarmert hulldekke:

$$g_{HD} := 484 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Dekker:

$$n_{s,h} := 3$$

$$m_{HD} := g_{HD} \cdot B_{bygg} \cdot 2 \cdot L_{bygg} \cdot 7 = (9.47 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

Bærevegger:

$$n_{b,HD} := 1$$

$$t_{b,HD} := 250 \text{ mm}$$

$$m_{b,HD} := n_{b,HD} \cdot n_{etg2_7} \cdot t_{b,HD} \cdot H_{etg2_7} \cdot B_{bygg} \cdot \gamma_{betong} = (1.038 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

Søyler:

$$b_{s,HD.midt} := 450 \text{ mm}$$

$$h_{s,HD.midt} := 450 \text{ mm}$$

$$A_{s,HD.midt} := b_{s,HD.midt} \cdot h_{s,HD.midt} = 0.203 \text{ m}^2$$

$$b_{s.HD.ende} := 600 \text{ mm}$$

$$h_{s.HD.ende} := 600 \text{ mm}$$

$$A_{s.HD.ende} := 2 \cdot b_{s.HD.ende} \cdot h_{s.HD.ende} = 0.72 \text{ m}^2$$

$$A_{s.HD} := (A_{s.HD.midt} + A_{s.HD.ende}) = 0.923 \text{ m}^2$$

$$h_{s.HD} := 3800 \text{ mm}$$

$$m_{s.HD} := (A_{s.HD.midt} + A_{s.HD.ende}) \cdot h_{s.HD} \cdot \gamma_{betong} = (8.764 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

Bjelke:

$$b_b := 1000 \text{ mm}$$

$$h_b := 1200 \text{ mm}$$

$$m_b := b_b \cdot h_b \cdot B_{bygg} \cdot \gamma_{betong} = (3.075 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$m_{T.HD} := m_{HD} + m_{b.HD} + m_{s.HD} + m_b = (1.09 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

$$m_{spart} := 100 - \frac{m_{T.HD}}{m_{T.plastøpt}} \cdot 100 = 35.911 \text{ \%}$$

$$A_{spart} := 100 - \frac{A_{s.HD}}{A_{s.s}} \cdot 100 = 59.217 \text{ \%}$$

E Undervisningsmateriell

ULS: Shear, hollow core (2)

NS-EN 1168:2005+A3:2011

Precast concrete products
Hollow core slabs

4.3.3.2.2.3 Simplified expression

As an alternative to the above equation, the following simplified equation may be applied

$$V_{Rdc} = \phi \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \beta \alpha_s \sigma_{cp} f_{ctd}}$$

where

I is the second moment of area;

S is the first moment of area above and about the centroidal axis

b_w is the width of the cross-section at the centroidal axis,

$\alpha_s = l_t / l_{t2}$ is the degree of prestressing transmission ($\alpha_s \leq 1,0$);

l_t is the distance of the considered section from the starting point of transmission length;

l_{t2} upper value of transmission length (see EN 1992-1-1:2004, Expression (8.18));

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A$ is the full concrete compressive stress at the centroidal axis,

$f_{ctd} = f_{ct,0.05} / \gamma_c$ is the design value of tensile strength of concrete;

$\phi = 0,8$ reducing factor;

$\beta = 0,9$ reducing factor referred to transmission length.

NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA

Eurocode 2

Design of concrete structures

Part 1-1: General rules and rules for buildings

6.2.2 Members not requiring design shear reinforcement

(2) In prestressed single span members without shear reinforcement, the shear resistance of the regions cracked in bending may be calculated using Expression (6.2a). In regions uncracked in bending (where the flexural tensile stress is smaller than $f_{ct,0.05} / \gamma_c$) the shear resistance should be limited by the tensile strength of the concrete. In these regions the shear resistance is given by:

$$V_{Rd,s} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_s \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (6.4)$$

where

I is the second moment of area

b_w is the width of the cross-section at the centroidal axis, allowing for the presence of ducts in accordance with Expressions (6.16) and (6.17)

S is the first moment of area above and about the centroidal axis

$\alpha_s = l_t / l_{t2} \leq 1,0$ for pretensioned tendons

$= 1,0$ for other types of prestressing

l_t is the distance of section considered from the starting point of the transmission length

l_{t2} is the upper bound value of the transmission length of the prestressing element according to Expression (8.18).

σ_{cp} is the concrete compressive stress at the centroidal axis due to axial loading and/or prestressing ($\alpha_{cp} = N_{Ed} / A_c$ in MPa, $N_{Ed} > 0$ in compression)